

CALCUL DES PLANCHERS

Les dalles ou Hourdis sont des éléments plans, d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions chargées perpendiculairement à leur plan moyen.

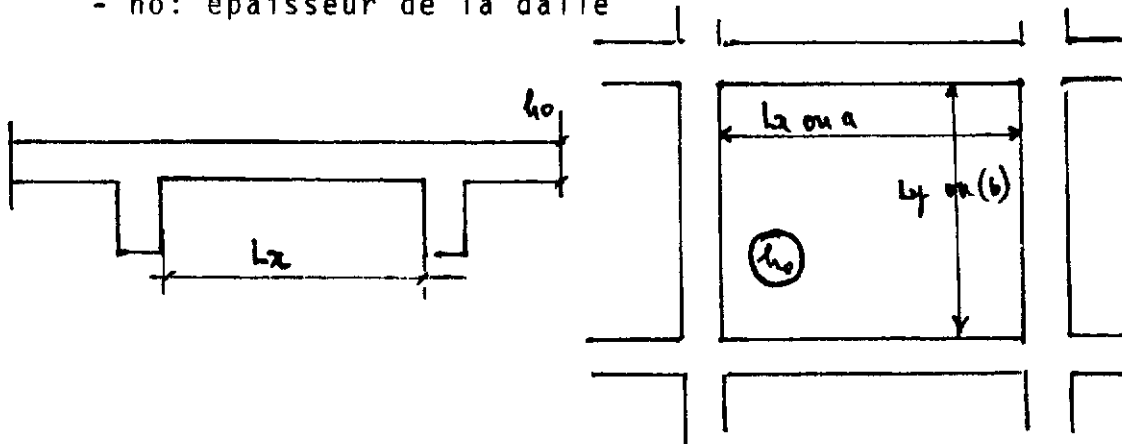
I Dalles rectangulaires articulées sur leur contour

1) Notation

- portées entre nus des appuis petit côté l_x (ou a)
grand côté l_y (ou b)
- rapport du petit côté au grand côté

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ (ou } \frac{a}{b} \text{)}$$

- moment au centre du panneau pour une bande de dalle de largeur unité
 - . Dans la direction l_x (ou a) : M_x (ou M_a)
 - . Dans la direction l_y (ou b) : M_y (ou M_b)
- q : charge uniformément répartie par unité de surface
- h_0 : épaisseur de la dalle



2) Moments sous l'effet de charge infiniment répartie

a) Cas ou $\rho < 0,40$

Dans ce cas, les moments dans le sens de la plus grande portée sont faibles, on peut les négliger et admettre dans le cas d'une charge répartie que la dalle ne porte que dans une seule direction, celle de la plus petite portée l_x .

On calcule donc le moment maximum M_x et l'effort tranchant T_x comme s'il s'agit d'une poutre de largeur unité et de portée l_x

b) Cas ou $0,4 \leq \rho \leq 1$

En ce cas, il faut tenir compte du fait que la dalle porte dans les 2 directions et calculer les moments M_x et M_y qui agissent par bande de largeur unité dans les 2 directions L_x et L_y au centre du panneau

Les moments flechissants developpés au centre du panneau ont pour expression

a) dans le sens de la petite PORTEE L_x

$$M_x = p_x \times q \times L_x^2$$

b) dans le sens de la grande portée L_y

$$M_y = p_y \times M_x$$

Les valeurs des coefficients $p_x = \frac{M_x}{qL_x^2}$ et $p_y = \frac{M_y}{M_x}$

Sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ par le tableau des valeurs numérique ci-après.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0$ (E.L.U)		$\nu = 0,20$ (E.L.S)	
	$p_x = \frac{M_x}{qL_x^2}$	$p_y = \frac{M_y}{M_x}$	p_x	p_y
0,40	0,110	0,25	0,112	0,293
0,45	0,102	0,25	0,105	0,333
0,50	0,095	0,25	0,098	0,373
0,55	0,088	0,25	0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,0745	0,369	0,08	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,0685	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,048	0,923
1.00	0,037	1.00	0,044	1.00

3°) EFFORTS TRANCHANTS :

L'effort tranchant est maximal au milieu du grand côté du panneau rectangulaire, on peut utiliser pour le calculer l'expression approchée :

$$T_y = \frac{q}{L_x + 2L_y} \quad : \quad \text{effort tranchant par unité de largeur de la dalle}$$

Au milieu du petit côté, l'effort tranchant vaut

$$T_x = \frac{q}{3L_y}$$

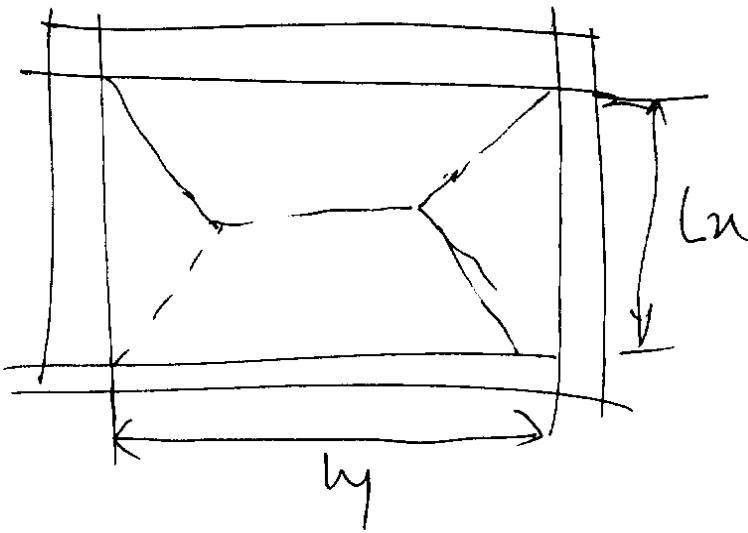
Repartition DES charges

$$b_x = 2$$

$$b_x \rightarrow 0,94\%$$

$$b_y = 4$$

$$b_y:$$



- sur les 2es poutres // à b_y (poutres secondaires)

$$p \cdot \frac{1}{1+p^4} \times \frac{L_x}{2}$$

- sur les poutres // à L_x (poutres principales)

$$p \cdot \frac{p^4}{1+p^4} \frac{b_y}{2}$$

En ce qui concerne les charges transmises par une dalle aux poutres qui la bordent, on admet généralement afin de simplifier les calculs, que la charge uniformément répartie p se décompose de la manière suivante : avec $\rho = \frac{L_x}{b_y}$

II - Dalles sur appuis continus

1) Domaine d'application

Les prescriptions qui suivent s'appliquent aux dalles, autres que les poutre-dalles, dont les appuis sont constitués, soit par des éléments continus avec lesquelles elles forment monolithe (Nervure ou mur en BA), soit par des murs sur lesquels elles reposent. Eventuellement ces dalles peuvent présenter des bords libre et des appuis quasi-ponctuels, elles sont supposées ne comporter que des armatures parallèles à leur feuillet moyen.

Les dalles solidaires de leurs appuis sont considérées comme appuyées au droit des parements des éléments porteurs, si ceux-ci sont d'épaisseur constante (dalles champignons).

2) Dalles utilisées comme Hourdis de compression

La détermination et la justification des dalles en tant que telles peuvent faire abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression des poutres.

Il est à signaler qu'on traite habituellement le hourdis de compression d'une poutre indépendamment de son rôle en tant que dalle. Cependant, dans les zones où un hourdis associé à une nervure peut être mis en traction du fait de la flexion de cette dernière, il convient de renforcer les armatures du hourdis parallèle à la nervure par rapport à ce qu'exigerait son utilisation en tant que dalle.

3) Procèdes de calcul approchés

- les dalles rectangulaires appuyées sur leur côtés dont le rapport des portées est inférieur à 0,40 (ou supérieur à 2,5) et qui ne sont soumises qu'à des charges réparties, peuvent être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la portée. On doit tenir compte cependant de ce que les moments d'encastements sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

- Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15 % à 25 % selon les conditions d'encastement.

Les moments d'encastements sur les grands côtés sont calculés respectivement au moins à 40 % et 50 % des moments flechissant maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation, on doit cependant tenir compte de ce que les moments

d'encastremements sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_0 le moment maximal calculés dans l'hypothèse de l'articulation, par M_w et M_e les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par M le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

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

4) Dispositions constructives

Pour les dalles dont l'épaisseur est comprise entre 0,12 et 0,30m on applique les règles suivantes :

a) le taux des armatures dans chaque direction doit être au moins égal à :

- 0,0012 : s'il s'agit de ronds lisses (FeE 215)
- 0,0008 : s'il s'agit de barres de hautes adhérence (classe Fe E 400)
- 0,0006 : s'il s'agit de barres de classe FeE 500 (treilles soudés).

Lorsqu'il s'agit d'une dalle rectangulaire, les armatures au petit côté doivent présenter un pourcentage au moins égal aux valeurs ci dessus multipliées pour le facteur $\frac{(3-\rho)}{2}$, expression dans laquelle ρ désigne le rapport du petit côté au grand côté.

b) Les armatures disposées suivant 2 directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la section armant la direction moins sollicitée (armatures de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 : si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés.
- 1/4 : dans le cas contraire

c) l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans lequel h désigne l'épaisseur de la dalle.

DIRECTIONS	CHARGES REPARTIES SEULEMENT	CHARGES CONCENTREES
Direction la plus sollicitée	3h et 33cm	2h et 22cm
Direction \perp à la plus sollicitée	4h et 45cm	3h et 33cm

d) les Aciers armant à la flexion dans la région centrale d'une dalle sont prolongées jusqu'aux appuis

- . Dans leur totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées mobiles.

- . à raison d'un sur deux au moins dans le cas contraire

- les armatures prolongées jusqu'aux appuis y sont ancrées au delà du contour théorique de la dalle dans le cas d'un T.S, cet ancrage peut ne comporter qu'une soudure à condition que la dalle ne soit pas soumise à des charges concentrées mobiles provoquant des effets dynamiques sensibles ou un poinçonnement important.

Sur les parties du contour d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiels, on doit prévoir des armatures "en chapeau" capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal de la région centrale et d'une valeur au moins égale à 0,15 de ce dernier.

5) Dimensionnement d'une dalle

a) Détermination de l'épaisseur

L'épaisseur minimale d'un hourdis coulé en place est de :

- 4 cm : s'il est associé à des entrevous résistants ou à une protection auxiliaire équivalente
- 5 cm : dans les autres cas.

L'épaisseur h_0 est fixée de façon à éviter :

- 1) les flèches excessives
- 2) le poinçonnement sous charges localisées
- 3) L'emploi des armatures de compression
- 4) l'emploi des armatures d'effort tranchant.

Les épaisseurs courantes sont de 8 à 12 cm pour les planchers de bâtiments, 16 à 20 pour les hourdis de ponts (la condition de poinçonnement sous la Roue BR étant déterminante pour ces derniers).

1°) Conditions relatives aux flèches

Dans les bâtiments, la flèche admissible dépend des éléments portés (cloisons, revêtements etc..) les règles BAEL admettent qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul des Flèches si les conditions suivantes sont réalisées.

a) M_x et M_y étant les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans le sens L_x et L_y de la dalle supposée non encadrée sur appuis et non continue au-delà de ses appuis (M_x M_y). et M_t le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens L_x , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité,

$$\frac{h_x}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \quad ; \quad M_t \geq 0,75 M_x$$

b) A étant la section des armatures tendues par bande de largeur b , d leur hauteur utile, et f_e leur limite d'élasticité ; le pourcentage $\rho = \frac{A}{bd}$ est au plus égal à $\frac{2}{f_e}$

$$\rho = \frac{A}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \quad ; \quad f_e \text{ en MPa}$$

2° / Condition relative au poinçonnement

Sous l'action de force localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

- Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{ct}$$

avec : Q_u = charge de calcul vis à vis des E.L.U
 h : épaisseur totale de la dalle
 U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

- Dans le cas contraire, on considère le contour U parallèle à U_c le plus éloigné de celui-ci pour lequel $Q_u \leq 0,045 f_{ct}$ et on dispose des armatures d'effort tranchant dans toute la zone intérieure à ce périmètre.

3° / Condition relative au non emploi d'armatures de compression

La hauteur utile correspondant à la direction du plus grand moment fléchissant M_{max} doit être telle que le moment résistant du Béton soit au moins égal au moment sollicitant.

4° / Condition relative au non emploi d'armatures d'efforts tranchants

Les règles BAEL admettent qu'aucune armatures d'efforts tranchants n'est requise si les conditions suivantes sont remplies

- la pièce concernée est batonnée sans reprise sur toute son épaisseur

- la contrainte tangente τ_u est au plus égale à 0,05 f_{cj}

$$\tau_u \leq 0,05 f_{cj}$$

Dans les autres cas, on dimensionne les armatures d'effort tranchant de la manière indiquée pour les poutres.

Les valeurs limites de la contrainte tangente τ_u sont celles données pour les poutres à admettre d'ames droites multipliées par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{10}{3} \text{ si } 0,15 \text{ m} < l < 0,30 \text{ m.} \\ 1 \text{ si } l \geq 0,30 \text{ m} \end{array} \right.$$

b - Determination des armatures

1) Disposition des armatures

Les armatures dans le champs résistant aux moments fléchissant positifs sont disposées en quadrillage d'espacement constant dans chaque direction les barres parallèles à la direction du petit côté L_x sont placées en dessous (1° lit).

Dans le cas d'un Hourdis inférieur ou égal à 7cm et en l'absence de charge localisées importantes, il est possible de ne prévoir qu'une nappe d'armatures.

2) Condition de non-fragilité et pourcentage minimal

Les conditions de non-fragilité et de pourcentage minimal s'enoncent comme suit :

Dans une dalle appuyée sur 4 côtés, les armatures normales à toute section transversale soumise à la flexion simple ou composée et susceptibles d'être tendue doivent présenter la

section minimale définie ci-après :

soient ρ_0 : les pourcentages définies auparavant mais rapportés à l'épaisseur de dalle

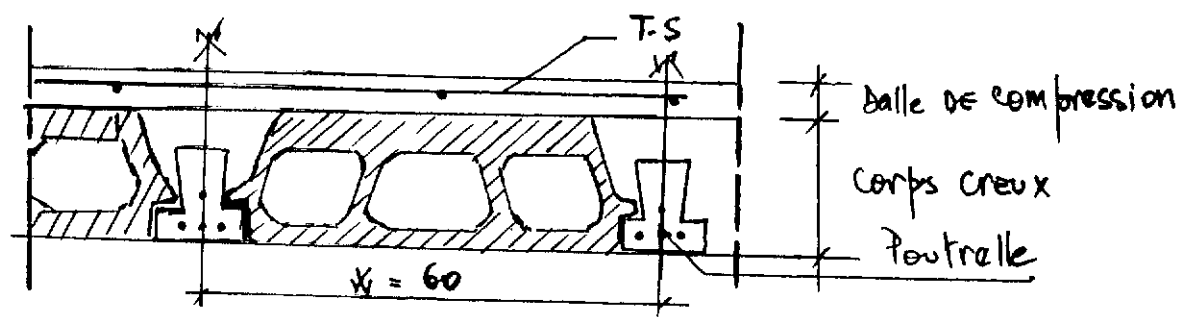
- . L_x et L_y dimensions de la dalle avec $L_x \leq L_y$
- . ρ_x et ρ_y les pourcentages minimaux d'acier dans le sens x et dans le sens y

On doit avoir

$$\begin{cases} \rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \\ \rho_y \geq \rho_0 \end{cases}$$

III Planchers à poutrelles préfabriquées

1° / Constitution :



De tels planchers sont constitués, outre les poutrelles préfabriquées

- Soit d'un hourdis coulé en place sur des entrevous en terre cuite ou béton prenant appui sur les poutrelles.

- soit d'un hourdis coulé en place sur un coffrage qui peut être perdu (entrevou léger....)

- soit d'un hourdis coulé en place sur une prédalle en béton armé

- soit d'un hourdis préfabriqué sur toute son épaisseur liaisonné avec les poutrelles par des clavetages coulés en place

2° / Règles Générales

- La liaison entre éléments préfabriqués en béton coulé en place doit assurer le nonolithisme de l'ensemble pour les efforts à transmettre, ce qui nécessite des aciers de couture sur toute la surface de reprise.

- Les poutrelles préfabriquées doivent être justifiées en phase de construction compte tenu de leurs dispositifs d'étaie. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on admet couramment de ne pas tenir compte de ces phases de constructions dans la justification de l'ouvrage terminé.

Pour la justification des poutrelles préfabriquées en phase de construction, on considère l'effet des poids des ouvriers, des matériaux et des appareils.

Dans les cas les plus courants, on peut prendre outre le poids des matériaux et des coffrages, une charge localisée au centre de chaque portée entre étais dont l'intensité est la plus grande des 2 valeurs 1000 N et 500N/m de portée entre étais.

- les poutrelles posées sans étais intermédiaires sont à étudier en tenant compte de la succession des phases de construction.

- les justifications d'efforts tranchants dans la poutrelle sont à effectuer conformément aux prescriptions normales en tenant compte uniquement des dimensions de la section de la poutrelle.

3° / Méthode de calcul

a) Armatures de coutures & d'efforts tranchants

Il est possible de ne pas prévoir d'armatures de couture entre les poutrelles préfabriquées et le béton coulé en place et consécutivement d'armatures d'efforts tranchants dans les poutrelles sous réserve que les conditions suivantes soient toutes satisfaites.

- Les poutrelles courantes" appartiennent à des planchers de constructions courantes" pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée.

La distance entre les arêtes supérieures des poutrelles et les entrevous n'est pas inférieure à 4 cm

- la valeur de calcul R_v évaluée en prenant pour d , la hauteur utile de la poutrelle en phase finale et pour b_0 la plus petite largeur de cette poutrelle reste inférieure à $0,02 f_{c28}$

$$R_v \leq 0,02 f_{c28}$$

Hourdis

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm il est doté d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne peuvent pas dépasser

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux Nervures
- 30 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

La section des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

Quand l'écartement entre axes des nervures est au plus égal à 50cm, la section des armatures perpenduculaire aux nervures exprimée en centimètre carré par metre lineaire doit être au moins égale à $\frac{200}{f_e}$

► f_e étant la limite elastique des aciers utilisés en MPa

Quand l'écartement l entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpenduculaire aux nervures doit être au moins égale à :

$$A = 0,02 l \times \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times l}{f_e} ; (f_e \text{ en MPa}).$$

A : Exprimé en cm^2/ml
l : Exprimé en cm

Quant aux armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures de ces dernières, elles doivent avoir une section / ml au moins égale à la moitié de celles des armatures perpenduculaires.

d) Déformations

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité à condition que le rapport

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

h = étant hauteur totale y compris la dalle de compression

l = portée libre

M_t = moment fléchissant maximal en travée.

sous réserve que le pourcentage d'armatures $\rho_0 = \frac{A}{b \cdot d}$ soit au plus égal à: $\rho_0 \leq \frac{2,60}{f_e}$

De plus, cette tolerance autorisant à ne pas justifier la rigidité, n'est valable que pour les poutrelles pour lesquelles le rapport $\frac{l}{e}$ est au moins égal à 1/22,5

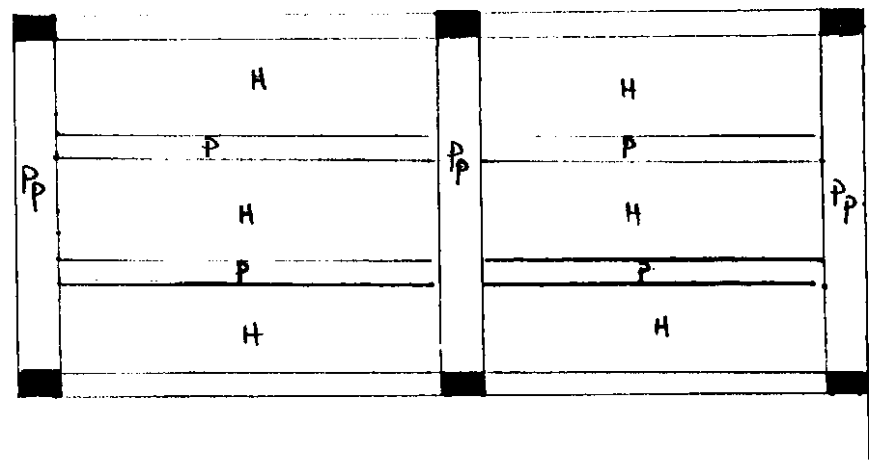
IV Plancher Nervuré

1 - Constitution

Un plancher nervuré se compose d'un hourdis H de poutrelles p. sur lesquelles viennent s'appuyer le hourdis et de poutres principales Pp recevant les poutrelles et reposant elles mêmes

sur des murs en maçonnerie ou des piliers.

Le Hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.



2) Calculs

- Plancher à surcharges modérées

Calcul identique au chapitre de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge importants

Si une des conditions prévue au chapitre précédent n'est pas remplies, on calculera le plancher en tenant compte de la continuité (méthode RDM ou méthode de Caquot)