

3.3.2 Armatures de comportement

Dans ce qui suit, on utilise les désignations abrégées suivantes :

- CH chaînage horizontal ;
- RH renfort horizontal ;
- RH₁ renfort horizontal local aux angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles) ;
- CV renforts verticaux à l'extrémité des murs ;
- RV renfort vertical local au voisinage des angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles) ;
- AT armatures en attente au niveau des planchers.

3.3.2.1 Chaînages horizontaux (CH)

Ces chaînages sont à prévoir :

- au croisement de chaque mur avec un plancher ;
- en ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façade maçonnée.

Les armatures constituant ce chaînage doivent être disposées dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que dans deux bandes de plancher de largeur au plus égale à quatre fois l'épaisseur de ce dernier et situées de part et d'autre du mur (une seule bande dans le cas d'une façade).

Elles doivent être ancrées à partir des extrémités des murs (ou façade) et présenter sur la longueur du chaînage les recouvrements nécessaires. Leur section $A(\text{cm}^2)$ doit être telle que :

- $A \geq 1,5 \text{ cm}^2$ dans le cas d'un chaînage entre un plancher et soit un mur de pignon, soit un mur contre terre, soit encore une façade (maçonnée ou coulée en place) ;
- $A \geq 0,28 L$ ou L désigne la somme, en mètres, des largeurs des deux bandes de plancher situées de part et d'autre du mur considéré qui reportent leurs charges verticales sur ce mur.

3.3.2.2 Armatures des murs intérieurs

Il s'agit des murs dont une fissuration accidentelle ne compromettrait pas l'étanchéité de la construction. Sont conventionnellement considérés comme tels les murs qui ne sont pas directement exposés à la pluie (murs de refend), les murs situés de part et d'autre d'un joint de dilatation, ainsi que les murs de façade de type IV (cf. § 3.1). En revanche, les murs comportant des enduits d'étanchéité adhérents sont assimilés à des murs extérieurs (§ 3.3.2.3).

La figure 9 résume schématiquement les dispositions à adopter pour de tels murs.

En plus des armatures RV, il est bon de prévoir, au niveau des planchers, des armatures en attente AT, qu'elles soient localisées sous forme de petits potelets triangulaires disposés tout les deux ou trois mètres, ou réparties sous forme de panneaux de treillis soudés ; de telles armatures participent à la stabilité de la construction.

3.3.2.3 Épaisseurs et armatures des murs extérieurs

Une fissuration éventuelle de ces murs compromettrait l'étanchéité de la construction.

En partie courante, il faut :

- $a \geq 15 \text{ cm}$ pour les murs des types I à III (cf. § 3.1) ;
- $a \geq 12 \text{ cm}$ pour les murs de type IV.

■ Pour les murs autres que les murs de type IV non revêtus d'enduits d'étanchéité adhérents, pour lesquels il convient de se reporter au paragraphe 3.3.2.2, le ferrailage formant « armature de peau » est constitué principalement par un panneau P 99 V de la gamme ADETS, placé côté extérieur en réservant un enrobage de :

- 3 cm dans les cas d'exposition courante et, sous réserve qu'il existe une protection complémentaire efficace de l'acier et du béton, dans les cas d'exposition aux embruns, aux brouillards, ou à des atmosphères agressives ;
- 5 cm lorsque cette protection complémentaire n'existe pas.

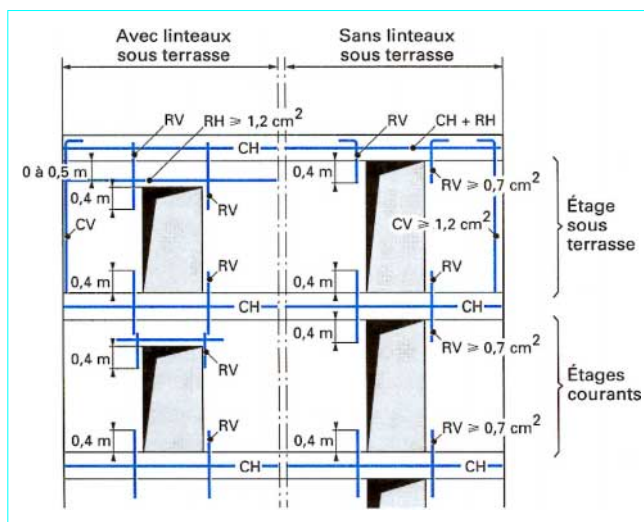


Figure 9 – Armatures de comportement des murs intérieurs

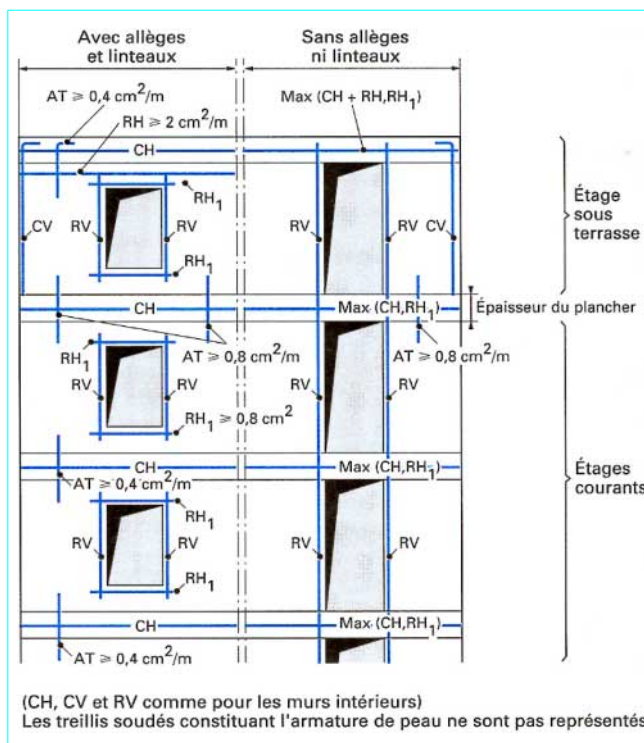


Figure 10 – Armatures de comportement des murs extérieurs

Les panneaux P 99 V sont conçus pour assurer eux-mêmes le recouvrement des aciers verticaux d'étage, mais si nécessaire, on peut prévoir des barres FeE500 en attente, placées du côté extérieur du mur au niveau des planchers des étages courants, représentant $0,4 \text{ cm}^2/\text{m}$, et de longueur au moins égale à 80 cm plus l'épaisseur du plancher.

La figure 10 résume schématiquement les dispositions à adopter pour les chaînages et les renforts. Au niveau de l'avant-dernier plancher, la section de $0,8 \text{ cm}^2$ d'acier vertical peut être obtenue

soit par des AT ancrées de part et d'autre de ce plancher, soit par recouvrement des panneaux de treillis soudés de l'étage sous terrasse avec ceux de l'étage immédiatement au-dessous de celui-ci.

Dans les étages courants, les aciers inférieurs des linteaux résultent des calculs de béton armé ; leur section ne peut être inférieure à $0,8 \text{ cm}^2$.

3.3.2.4 Armatures de liaison des murs superposés

Dans le cas de murs superposés, des aciers verticaux doivent être prévus au niveau de la liaison entre les murs et les planchers.

Dans le cas d'un mur armé surmonté par un mur non armé, ces aciers sont ancrés à partir du nu inférieur du plancher de transition. Si le mur supérieur est également un mur armé, il suffit de réaliser le recouvrement des armatures, éventuellement à l'aide de barres en attente de section équivalente.

3.4 Justification de la stabilité et de la résistance d'un mur. Armatures

3.4.1 Longueur de flambement d'un mur

Un mur peut être ou non raidi latéralement (par exemple, par un mur en retour). Un raidisseur ne peut être pris en compte que si sa dimension transversale, mesurée suivant la direction perpendiculaire au mur est au moins égale à trois fois l'épaisseur de celui-ci (cf. figure 13a). Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, l'ensemble mur-raideur doit être vérifié comme un poteau.

3.4.1.1 Longueur de flambement d'un mur non raidi

Cette longueur est désignée par ℓ_f .

■ Méthode simpliste de détermination de ℓ_f

À défaut d'une méthode plus rigoureuse, on peut retenir pour le rapport ℓ_f'/ℓ (où ℓ représente la hauteur libre du mur) les valeurs du tableau 1, tiré du DTU 23.1.

Tableau 1 – Valeurs forfaitaires du rapport de la longueur de flambement ℓ_f' d'un mur non raidi à sa hauteur libre ℓ

	Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied : – avec un plancher de part et d'autre – avec un plancher d'un seul côté	0,80 0,85	0,85 0,90
Mur articulé en tête et en pied	1,00	1,00

■ Détermination de ℓ_f' par les méthodes de la Résistance des Matériaux

La méthode précédente n'est acceptable que si tous les étages sont identiques. Lorsqu'il n'en est pas ainsi, il est préférable d'évaluer ℓ_f' de manière plus précise, en appliquant les méthodes de la Résistance des Matériaux.

On peut, par exemple, utiliser l'abaque de Jackson et Moreland (figure 12), qui permet d'évaluer ℓ_f' en tenant compte des conditions d'encastrement aux deux extrémités supérieure (N) et inférieure (S) du mur.

Pour chacune de ces extrémités, on calcule le rapport :

$$k = \frac{\sum (I_m / \ell_m)_{\text{murs}}}{\sum (\alpha_p I_p / \ell_p)_{\text{poutres}}}$$

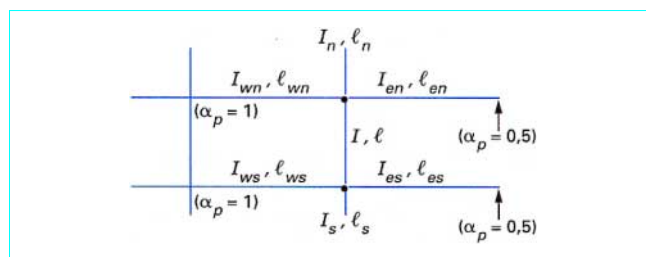


Figure 11 – Notations prises en compte pour l'abaque de Jackson et Moreland

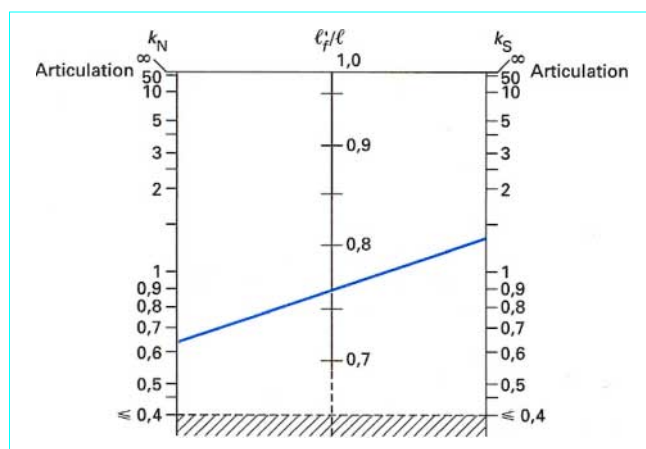


Figure 12 – Abaque de Jackson et Moreland

le numérateur étant relatif aux moments d'inertie et portées des murs de part et d'autre du nœud (N ou S selon le cas) et le dénominateur, aux moments d'inertie et portées des planchers aboutissant à ce nœud.

α_p est un coefficient tenant compte des conditions d'encastrement des planchers à l'extrémité opposée :

- pour une extrémité opposée encastrée élastiquement ou rigidement : $\alpha_p = 1$;
- pour une extrémité opposée simplement appuyée : $\alpha_p = 0,5$;
- pour un porte-à-faux, ou une absence de plancher du côté considéré : $\alpha_p = 0$.

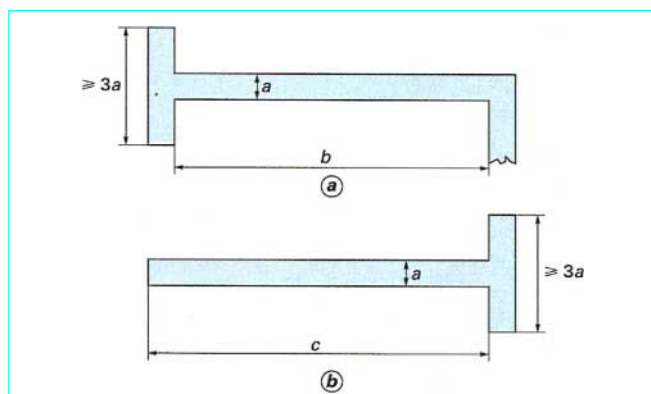
En adoptant les notations de la figure 11 où les indices n, s, e, w qui se réfèrent à la rose des vents ($W = \text{west} = \text{ouest}$) permettent de repérer les positions respectives – en haut, en bas, à droite, à gauche – des différents éléments, on a, pour les conditions d'appui indiquées sur cette figure :

$$k_N = \frac{k + k_n}{0,5 k_{en} + k_{wn}} \text{ et } k_S = \frac{k + k_s}{0,5 k_{es} + k_{ws}}$$

$$\text{avec } k = \frac{I}{\ell} ; k_n = \frac{I_n}{\ell_n} ; k_s = \frac{I_s}{\ell_s} ; k_{en} = \frac{I_{en}}{\ell_{en}} ; k_{es} = \frac{I_{es}}{\ell_{es}} ; k_{wn} = \frac{I_{wn}}{\ell_{wn}} ; k_{ws} = \frac{I_{ws}}{\ell_{ws}}$$

Lorsque les murs aboutissant au nœud considéré ne sont pas armés, il convient, par prudence, de déterminer ℓ_f' à partir des valeurs de k_N et k_S majorées de 50 %.

Pour ℓ_f'/ℓ , il est conseillé, dans tous les cas, de ne pas prendre en compte de valeurs inférieures à 0,7.

Figure 13 – Définition des quantités b et c

3.4.1.2 Longueur de flambement d'un mur raidi

Cette longueur, désignée par ℓ_f , se déduit de la longueur ℓ'_f que l'on aurait sans raidisseurs.

Pour un mur raidi à ses deux extrémités (figure 13a), on désigne par b la distance séparant les deux raidisseurs. Pour un mur raidi à une seule de ses extrémités (figure 13b), on pose $b = 2,5 c$.

On prend :

— dans le cas d'un mur non armé horizontalement :

$$\ell_f = \text{Max} \left[\frac{\ell'_f}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\ell'_f}{b} \right)^2} ; \frac{b}{1,5} \right]$$

— dans le cas d'un mur armé horizontalement :

$$\ell_f = \text{Max} \left[\frac{\ell'_f}{1 + \left(\frac{\ell'_f}{b} \right)^2} ; \frac{b}{2} \right]$$

3.4.2 Effort normal agissant ultime

■ Dans le cas général, s'il n'y a que des charges verticales réparties, l'effort normal agissant ultime N_u résulte de la combinaison d'actions :

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (1)$$

avec G charges permanentes,

Q charges d'exploitation.

Remarque : il est rappelé que l'écriture de la formule (1), ainsi que celle des formules (2), (3) et (4) données plus loin, est symbolique et vectorielle et signifie « on combine les effets de... avec ceux de... » sans que le(s) signe(s) + ai(en)t nécessairement le caractère d'une addition algébrique.

Les charges verticales agissant sur les murs peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application des lois de dégression des charges variables [40]. Pour évaluer ces charges, on peut admettre la discontinuité des planchers au droit des murs ; toutefois, si le bâtiment comporte plusieurs travées solidaires, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées au droit des appuis, doivent être majorées :

— de 15 % pour les murs centraux, dans le cas des bâtiments ne comportant que deux travées ;

— de 10 % pour les murs intermédiaires voisins des murs de rive, dans le cas de bâtiments comportant plus de deux travées.

En l'absence de charges localisées (cf. § 3.4.3 ci-après), la contrainte normale verticale ultime agissant sur une bande d'un mur, d'épaisseur a et de longueur d , est :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ad}$$

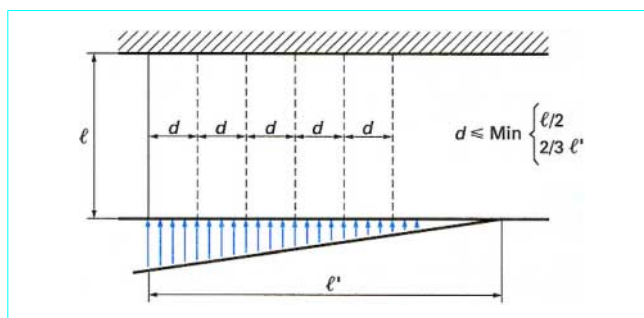


Figure 14 – Décomposition en bandes d'un mur non uniformément chargé

Si les charges sont uniformément réparties, cette contrainte est uniforme. Si les charges varient le long du mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour N_u la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande est alors choisie en sorte que (figure 14) :

$$d \leq \text{Min} \left[\frac{\ell}{2} ; \frac{2}{3} \ell' \right]$$

avec ℓ hauteur libre du mur,

ℓ' longueur de la zone soumise à des contraintes de compression.

■ Lorsqu'on tient compte des effets du vent, il faut considérer les sollicitations résultant des combinaisons :

$$1,35 G + 1,5 Q + W \quad (2)$$

$$1,35 G + Q + 1,5 W \quad (3)$$

où W est pris égal à 1,2 fois le vent normal des Règles NV 65.

Dans les régions sujettes au séisme, il faut en outre considérer les sollicitations résultant de la combinaison :

$$G + F_A + \gamma_A Q \quad (4)$$

où F_A et γ_A sont définis par les documents particuliers du marché et/ou par les Règles parasismiques.

Les forces horizontales dues au vent et les charges verticales, de même que les effets du séisme, développent des sollicitations de flexion composée. Là encore, on admet que la distribution des contraintes normales verticales dans chacun des éléments de mur limités par des ouvertures est plane. Les vérifications se font par bandes de mur (figure 14) en considérant la contrainte moyenne dans chaque bande.

La réaction d'appui d'un linteau pris en compte dans l'étude du contreventement amène le long de l'ouverture considérée une contrainte locale supplémentaire, qui doit être estimée (voir DTU 23.1) en recherchant une distribution de contraintes rectangulaire ou triangulaire équilibrant les sollicitations.

3.4.3 Justifications de la résistance d'un mur

Les vérifications sont à faire :

— d'une part, pour la section I à mi-hauteur du mur ;

— d'autre part, pour la section II située immédiatement au-dessus d'un plancher.

Dans l'un et l'autre cas, il faut tenir compte du supplément de contrainte dû aux charges localisées susceptibles d'agir dans la section II. On admet que ces charges se diffusent uniformément à l'intérieur d'une zone délimitée par deux plans inclinés sur la verticale avec une pente égale à 1/3 dans le cas d'un mur non armé, et à 2/3 dans le cas d'un mur armé (figure 15).

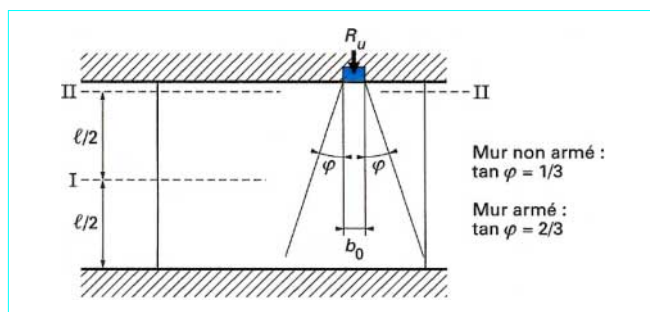


Figure 15 – Définition des sections I et II et diffusion des charges localisées

Par exemple, si R_u désigne la réaction d'appui d'une poutre continue de largeur b_0 perpendiculaire à un mur de largeur a et de hauteur ℓ , le supplément local de contrainte est :

— au niveau de la section II, immédiatement au-dessous du plancher :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{ab_0}$$

— au niveau de la section I, à mi-hauteur du mur :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{a(b_0 + \ell \tan \varphi)}$$

avec $\tan \varphi = 1/3$ dans le cas d'un mur non armé, et $2/3$ dans le cas d'un mur armé.

Si p_u désigne la charge ultime uniforme par unité de longueur en tête de mur, la bande de largeur $d_1 = b_0 + \ell \tan \varphi$ supporte :

— dans la section I, une force par unité de longueur :

$$N_{u_i} = p_u + \frac{R_u}{d_1}$$

— dans la section II, une force par unité de longueur :

$$N_{u_{II}} = p_u + \frac{R_u}{b_0}$$

Selon les principes généraux du calcul aux états-limites, les conditions à vérifier sont :

■ **dans la section I :**

$$N_{u_i} \leq N_{u \text{ lim}} \quad (5)$$

$$\text{avec } N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

où (unités m^2, m) $B_r = d(a - 0,02)$, d étant la longueur de la bande de mur considérée, et :

— pour un mur non armé ($A = 0$) :

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{où } \lambda = \frac{\ell_f \sqrt{12}}{a}$$

— pour un mur armé :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\text{ou } \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } \lambda > 50$$

Ces valeurs de α correspondent au cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours. Dans le cas contraire, les valeurs de α doivent être divisées par 1,10, sous réserve que la majorité des charges soit appliquée après 28 jours. Si cette dernière condition n'est pas remplie, on remplace f_{c28} par f_{c_j} ($j < 28$) et α par $\alpha/1,2$.

■ **dans la section II**, où les effets de l'éclatement λ ne se font pas sentir :

$$N_{u_{II}} \leq \frac{N_{u \text{ lim}}}{\alpha}$$

Remarque : les conditions données sont équivalentes aux conditions :

$$(\sigma_u)_I \leq \sigma_{u \text{ lim}} \quad \text{ou} \quad (\sigma_u)_{II} \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$$

déduites des précédentes en divisant les deux membres par la largeur a du mur.

3.4.4 Marche à suivre pour le calcul d'un mur

1. Calculer la longueur de flambement ℓ_f correspondant à un mur non armé (cf. § 3.4.1).

$$2. \text{ Calculer la quantité } v_{u_0} = \frac{65}{135 + 3,6 \left(\ell_f / a \right)^2}$$

Remarque : v_{u_0} correspond à la valeur que prend $N_{u \text{ lim}}$,

$$\text{lorsque l'on y fait } A = 0, \quad \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{et } \lambda = \frac{\ell_f \sqrt{12}}{a}.$$

On trouve :

$$v_{u_0} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{B_r f_{c28}} = \frac{0,65}{1,35 + \frac{0,36}{100} \left(\frac{\ell_f}{a} \right)^2}$$

3. Calculer pour la bande de mur considérée, d'épaisseur a et de longueur d ($d = 1 \text{ m}$ si N_u est exprimé en MN/m) :

$$B_r = (a - 0,02) d \quad (\text{m}^2, \text{m})$$

$$\text{et } v_u = \frac{k N_{u_i}}{B_r f_{c28}} \quad (\text{MN}, \text{m}^2, \text{MPa})$$

où N_{u_i} désigne l'effort ultime agissant dans la section I sur la bande de longueur d considérée, et k un coefficient qui prend les valeurs :

- 1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours ;
- 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 28 jours et avant 90 jours ;
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée à un âge j inférieur à 28 jours ; dans ce cas, il faut aussi substituer f_{c_j} à f_{c28} .

4. Si $v_u \leq v_{u_0}$, le mur n'a pas besoin d'être armé : $A = 0$.

Si $v_u > v_{u_0}$, le mur doit être armé. Il faut alors prévoir :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
- des armatures transversales horizontales.

Ces armatures se déterminent comme indiqué ci-après.

3.4.5 Armatures verticales

La section A_v de ces armatures est tirée de l'inégalité (5) qui, en posant $\beta = \frac{0,85}{\alpha}$ peut s'écrire :

$$A_v \geq \frac{1,3}{f_e} \left(\beta N_{u_i} - \frac{B_r f_{bu}}{0,9} \right)$$

avec $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$,
 $\gamma_b = 1,5$ en général.

(unités : m², MN, MPa).

Pour tenir compte de l'âge auquel sont appliquées les charges, β doit, éventuellement, être multiplié par le coefficient k ci-dessus défini.

Pour chaque bande verticale de longueur d , la section A_v des armatures ainsi déterminées ne doit pas être inférieure à une section minimale définie par :

$$\frac{(A_v)_{\min}}{ad} = \text{Max} \left[0,001 ; 0,001 \, 2 \, \theta \left(3 \frac{N_{u1}}{N_{u\lim}} - 1 \right) \right]$$

avec $\theta = 1$ pour un mur intermédiaire,

$\theta = 1,4$ pour un mur de rive.

La section $A_v \geq (A_v)_{\min}$ doit être répartie par moitié au voisinage de chacune des faces de la bande de mur considérée. La distance entre axes des armatures d'une même face doit être au plus égale à $\text{Min} [2a ; 33 \text{ cm}]$.

3.4.6 Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; elles sont retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur son épaisseur (figure 16).

Si A_v représente la section totale des armatures verticales de la bande de mur la plus armée, exprimée en cm², et $(A_h)_{\min}$ la somme des sections des barres horizontales en cm²/m, le pourcentage minimal des armatures horizontales, rapporté à l'unité de longueur du mur ou de l'élément de mur considéré, est défini par :

$$\frac{(A_h)_{\min}}{100a} = \text{Max} \left[0,001 ; \frac{2}{3} \frac{A_v}{ad} \right]$$

La distance entre axes des armatures d'une même face doit être au plus égale à 33 cm.

3.4.7 Épingles horizontales perpendiculaires aux faces des murs

Seuls les aciers verticaux (de diamètre $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ doivent être maintenus par des épingles transversales, à raison d'au moins 4 par m², c'est-à-dire suivant les nœuds d'une maille dont la plus grande dimension n'excède pas 50 cm.

3.5 Justification sous sollicitation tangente dans le plan du mur

Sous réserve que l'effort normal sollicitant le mur soit une compression, il n'y a pas lieu de justifier un mur sous sollicitation tangente ultime tant que :

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28}$$

Dans le cas contraire, cette justification et le calcul des aciers éventuellement nécessaires doivent être faits par application des Règles BAEL (sans tenir compte des dispositions constructives minimales que prévoient les Règles pour ces aciers).

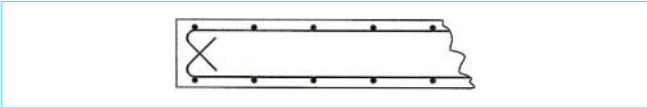


Figure 16 – Exemple de disposition des armatures horizontales

4. Dallages

4.1 Généralités

Le présent texte, qui vise principalement les dallages à usage industriel, se fonde sur les **Règles professionnelles pour les travaux de dallage** [178]. Il convient de se reporter à ces dernières pour les problèmes relatifs à la reconnaissance des sols, pour un certain nombre de détails concernant les conditions d'exécution des dallages, ainsi que pour tout ce qui concerne les dallages d'habitation, les dallages de chambres froides et les dallages chauffants.

Suivant les charges qu'ils sont appelés à supporter, on distingue plusieurs types de dallage, regroupés en deux familles (tableau 2) :

- les dallages à usage d'habitation ;
- les dallages à usage industriel.

Tableau 2 – Classification des dallages		
	Charge statique répartie (kN/m ²)	Charge roulante par essieu (kN)
Dallages à usage d'habitation	≤ 2,5	≤ 15
Dallages à usage industriel : – destinés au stockage et supportant une circulation légère (1).....	< 8	≤ 25
– courants	< 20	< 60
– lourds	< 120	< 120
(1) Les dallages pour salles omnisports et pour gymnases entrent dans cette catégorie.		

Les Règles professionnelles [178] ne visent que les dallages de type « rigides », conçus pour limiter les déformations du sol sous-jacent. Les dallages capables de s'adapter à ces déformations, ou dallages « souples », de même que les dallages qui auraient à supporter des charges permanentes supérieures aux valeurs maximales du tableau 2, sont totalement exclus du domaine d'application de ces Règles.

4.2 Conception d'un dallage

Avant toute étude d'un dallage, il est indispensable d'effectuer une reconnaissance ou une étude préliminaire du terrain.

Le choix et le nombre des essais de sondage varient en fonction de l'importance de l'opération. Ce nombre peut varier de 3 pour un pavillon isolé à 8 pour un entrepôt de 10 000 m². Pour les très grandes surfaces (> 20 000 m²), il est normalement d'un sondage tous les 2 500 m².

Pour améliorer le module de réaction du sol sous le corps du dallage, il est généralement nécessaire d'interposer entre ce dernier et le terrain en place une couche de fondation. La valeur du module

de réaction du sol, encore appelé **module de Westergaard**, et désigné par K_w , est déterminée par un essai à la plaque ou encore à partir de l'essai LCPC ou de l'indice portant CBR.

Pour un même type de forme, les valeurs obtenues peuvent varier dans une large fourchette (à titre d'exemple, de 60 à 200 MPa/m, aussi bien pour un sable dense que pour une grave compacte ou une grave laitier).

4.3 Constitution d'un dallage

- Un dallage se compose de trois parties (figure 17) :
- une **forme** (ou sous-couche, ou encore fondation) constituée de matériaux disposés sur une certaine épaisseur en une ou plusieurs couches, choisis, mis en œuvre et fortement compactés de manière à obtenir une plate-forme saine et stable, apte à recevoir le corps du dallage ;
 - le **corps de dallage** proprement dit, constitué par une dalle en béton armé ou « non armé », coulée en place sur la forme ;
 - une **finition** ou un **revêtement** , permettant de satisfaire aux spécifications concernant les tolérances géométriques d'emploi et de donner au dallage les qualités de surface désirées, tout en assurant une certaine résistance aux actions mécaniques telles que celles dues aux engins de manutention ainsi qu'aux actions chimiques éventuelles, etc.

4.3.1 Forme ou sous-couche

Le tableau 3 indique, à titre d'exemples, quelques solutions possibles pour constituer la forme d'un dallage.

4.3.2 Corps du dallage

a) Béton

Le dosage minimal en ciment recommandé est de 300 kg/m³. La consistance du béton doit permettre un serrage efficace. L'affaissement au cône d'Abrams est normalement compris entre 9 et 12 cm, ou même davantage en cas de béton pompé.

Les Règles professionnelles définissent la contrainte de rupture par flexion-traction (σ_R), la résistance nominale du béton en flexion-traction (σ_N , au sens des Règles CCBA 68), la résistance caractéristique (σ_{CAR}) ainsi que la contrainte de rupture par traction mesurée au moyen d'un essai brésilien.

Le tableau 4 indique la correspondance entre ces différentes notions ainsi que la corrélation approximative avec le dosage en ciment.

b) Armatures

Pour tous les types de dallage, l'armature la plus appropriée est le treillis soudé.

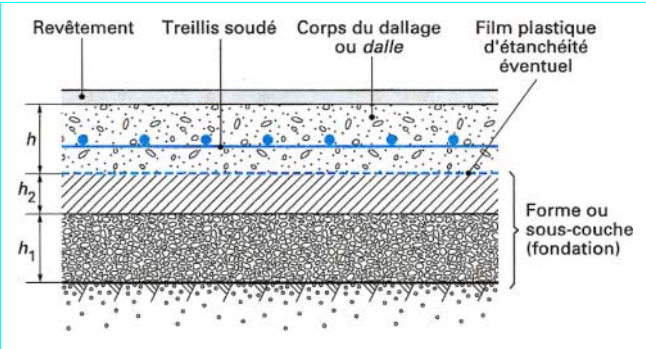


Figure 17 – Différentes parties d'un dallage

Tableau 3 – Constitutions-types de formes pour des dallages (voir figure 17)				
Type de dallage		Nature et épaisseur des couches		Dalle (hors chape) h
		h ₁	h ₂	
Dallages légers (pavillons)		Sable propre sur 10 à 15 cm	0	8 à 10 cm
		Tout-venant de carrière ou granulats concassés sur 10 à 15 cm	Sable sur 2 à 5 cm	8 à 10 cm
Dallages supportant des charges	moyennes (≈ 10 kN/m ²)	Grave maigre ou tout-venant de laitier sur 15 à 20 cm	Sable sur 2 à 3 cm	15 cm
	élevées (> 10 kN/m ²)	Béton maigre sur 10 cm	0	12 à 15 cm
		Sable sur 15 cm	Granulats concassés ou tout-venant sur 20 à 25 cm, surmontés par 2 à 3 cm de sable	15 cm
		Tout-venant sur 10 à 15 cm	Béton maigre sur 10 cm	15 cm
		Sable compacté ou tout-venant sur 15 cm	Grave-ciment sur 15 cm	15 à 20 cm
		Tout-venant compacté sur 30 cm	Sable sur 3 cm	15 à 20 cm

Tableau 4 – Correspondance entre les différentes définitions des contraintes de rupture du béton

Contraintes de rupture en traction		Valeur nominale	Valeur caractéristique	À titre indicatif et approximativement		
par flexion	essai brésilien			Résistance nominale à la compression	Résistance caractéristique à la compression (1)	Dosage en ciment CPA 45
σ_R (MPa)	$\approx 0,75 \sigma_R$ (MPa)	$\approx 0,6 \sigma_R$ (MPa)	$\approx 0,86 \sigma_N$ (MPa)	σ'_N (MPa)	$\approx 0,9 \sigma'_N$ (MPa)	(kg/m ³)
3,2	2,40	1,9	1,6	20	18	275 (2)
3,7	2,75	2,2	1,9	25	22	325
4,2	3,15	2,5	2,2	30	27	350

(1) Notations BAEI : $\sigma_{CAR} \approx f_{t28}$; $0,9 \sigma'_N = f_{c28}$
(2) Dosage minimal.

■ Dans un dallage dit **non armé**, le béton équilibre seul les contraintes de traction dues aux moments de flexion. Il est cependant prévu une armature en treillis soudé ; celui-ci joue alors un rôle souvent qualifié, par abus de langage, d’« antifissuration ». Un tel treillis ne peut guère s’opposer à la fissuration du béton : il ne peut qu’assurer une certaine répartition de celle-ci. Afin d’éviter les conséquences de tassements différentiels entre panneaux de dalle, le treillis soudé n’est pas interrompu au droit des joints et passe sous les règles de coffrage, c’est-à-dire dans la moitié inférieure du dallage.

Les plots de calage permettant de respecter les conditions d’enrobage doivent être suffisamment rapprochés pour que le treillis soudé ne vienne pas reposer sur la forme, du fait de sa déformation entre les plots.

■ Dans un dallage **armé**, la section des treillis soudés, de même que leur position, selon le signe du moment de flexion à équilibrer, découlent directement des résultats du calcul.

L’enrobage doit être conforme aux Règles BAEL, compatible avec le mode d’exécution, et au moins égal à 20 mm.

Le diamètre du plus gros fil des treillis soudés employés doit être au plus égal à $h/10$, h étant l’épaisseur du dallage.

L’écartement des fils ne doit pas excéder :

- 3,5 h pour un dallage n’ayant à supporter que des charges réparties ;
- 2 h en cas de charges localisées.

Le recouvrement des panneaux de treillis soudé doit être réalisé, dans chaque direction, en sorte que l’ancrage total (cf. [C 2 308]) soit assuré.

4.3.3 Revêtement ou finition

Après coulage du corps de dallage, le dressage de la surface s’effectue au moyen de règles vibrantes tirées sur des guides préalablement mis de niveau à la lunette.

Après vibration, talochage et exécution d’une cure particulièrement soignée, on réalise le traitement de surface correspondant au type de finition souhaité.

Le choix du revêtement de sol est primordial. À titre d’exemple, pour des sols industriels, on opère couramment soit en intégrant, à la couche superficielle du béton du dallage ayant à peine commencé sa prise, un mélange de granulats durs (60 %) et de ciment (40 %) par saupoudrage à sec, soit par étalement d’une couche d’usure en micromortier, de 5 à 10 mm d’épaisseur, après exécution éventuelle d’une chape intermédiaire en mortier de ciment de 20 à 30 mm d’épaisseur.

Un revêtement ne peut posséder à la fois toutes les qualités requises. Son choix est souvent une affaire de compromis entre diverses exigences, parfois contradictoires, telles que : résistance à l’abrasion, aux chocs mécaniques, au poinçonnement, aux chocs thermiques, aux produits chimiques, ... antidérapant, antipoussières, antiétincelles, etc.

4.3.4 Joints

Les dallages sont particulièrement sensibles aux effets du retrait, des variations de température et des tassements différentiels. Pour lutter contre ces effets, il est indispensable de fractionner le dallage par des joints. Ceux-ci sont classés en :

- joints de retrait ;
- joints de dilatation, venant en complément des précédents ;
- joints d’isolement ;
- joints de construction, pouvant jouer le rôle d’un des trois types de joints précédents.

La figure 18 montre les deux dispositions possibles selon que le coulage du dallage se fait par bandes ou par panneaux. Dans les deux cas, les joints de retrait de deux bandes ou de deux panneaux adjacents doivent être en vis-à-vis.

■ Joints de retrait

Ces joints sont disposés de façon à délimiter des panneaux rectangulaires dont le rapport des côtés soit compris entre 1 et 1,5 et la longueur de la diagonale au plus égale à :

- 7 m pour les dallages non couverts au moment de leur exécution ;
- 8,50 m pour les dallages couverts.

Ces joints, de faible largeur, sont en général perpendiculaires à la bande de coulage du béton. Ils sont obtenus soit par enfoncement d’un profilé dans le béton frais, soit par sciage partiel du béton durci, sur le quart au moins de son épaisseur. À leur emplacement, le treillis soudé n’est pas coupé (figure 19a).

■ Joints de dilatation

Ces joints traversent toute l’épaisseur du dallage et leur largeur est de 10 à 20 mm. À leur emplacement, le treillis soudé est coupé (figure 19b). Le rôle du renfort en béton parfois prévu sous le joint est controversé : on crée ainsi un point dur qui peut se révéler néfaste.

La distance maximale entre joints est de 25 m pour les dallages non couverts ou les dallages couverts recevant un rayonnement solaire direct pendant et après leur réalisation.

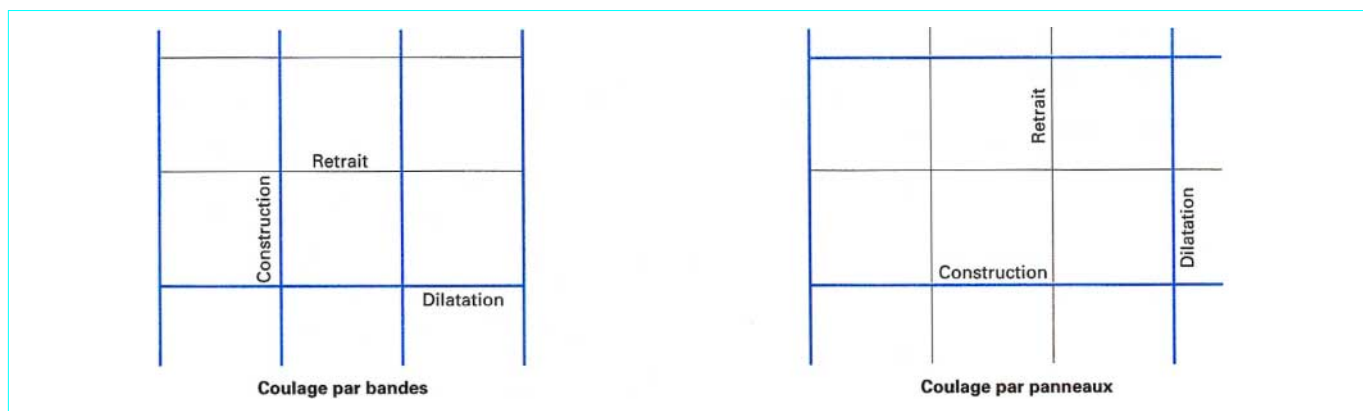


Figure 18 – Dispositions des joints dans un dallage

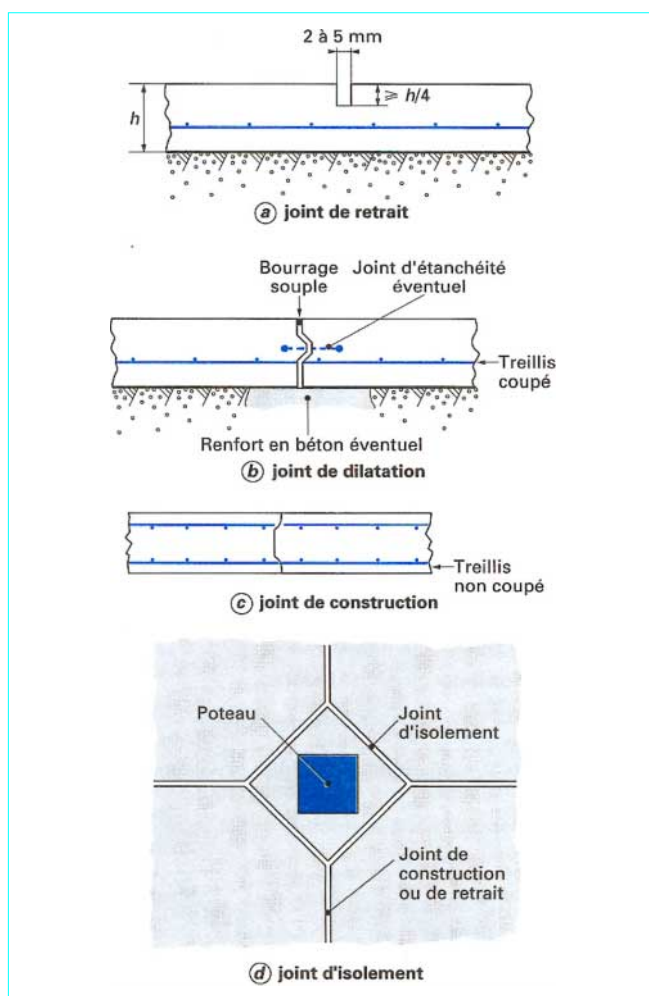


Figure 19 – Exemples de joints d'un dallage

■ Joints de construction

Les joints de construction ont pour objet d'atténuer les dénivellations entre zones de dallage contiguës et de permettre la libre contraction du dallage dans le sens perpendiculaire à leur direction. Ils traversent la totalité de l'épaisseur et sont clavetés soit grâce à une forme particulière des surfaces en regard, soit au moyen d'une armature de couture, soit encore au moyen de goujons. À leur emplacement, le treillis soudé inférieur n'est pas coupé, mais le treillis supérieur, s'il y en a un, doit être impérativement coupé (figure 19c).

■ Joints d'isolement

Ces joints ont pour objet d'éviter les effets de tassements différentiels entre le dallage et d'autres parties de la construction (poteaux, longrines, murs, etc.) fondées sur une couche de sol différente de celle du dallage lui-même (figure 19d).

Ce type de joint doit être franc sur toute l'épaisseur du dallage. Sa largeur est de 10 à 20 mm.

4.3.5 Tolérances

Les Règles professionnelles fixent les tolérances d'épaisseur, de planéité et de désaffleurer à respecter pour les différents types de dallages.

4.4 Calcul des contraintes

4.4.1 Actions et combinaisons d'actions

Le calcul prend en compte, en considérant leurs combinaisons possibles les plus défavorables, les actions suivantes :

- les charges permanentes ou concentrées, pour lesquelles on peut avoir (éventuellement) à considérer une valeur maximale $G_{\max}$ et/ou une valeur minimale $G_{\min}$;
- des charges d'exploitation Q qui, selon le système d'exploitation, peuvent se composer :
 - d'une ou de plusieurs charges concentrées (convoi),
 - d'une ou de plusieurs charges réparties par bandes ;
- les variations linéaires dues au retrait et à une variation uniforme (T) de la température ;
- les courbures imposées dues à un gradient thermique ou au retrait différentiel (cintrage).

Les effets du retrait sont inclus dans les actions permanentes.

Avant majoration, ou minoration, par les coefficients γ_{Q_i} ou ψ_{0i} (cf. [C 2 304]), les charges variables roulantes sont préalablement majorées :

— par un **coefficient de trafic** γ :

$$\gamma = \lg \left(10 + \frac{\mathcal{T}}{16} \right)$$

avec $\mathcal{T}$ nombre estimé de passages journaliers sur 4 m de largeur

— par un **coefficient de majoration dynamique** δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,3V^2}{V^2 + 200}$$

avec V (km/h) vitesse de la charge roulante.

Dans ce qui suit nous désignerons symboliquement par :

- Q_r les charges variables réparties ;
- Q_c les charges variables roulantes (concentrées) : $Q_c = (\gamma \delta Q)$.

Dans le cas où une seule valeur G est à considérer pour les charges permanentes, l'application des Règles professionnelles conduit au tableau 5 pour former les combinaisons d'actions à considérer.

Tableau 5 – Combinaisons d'actions à considérer pour le calcul d'un dallage

	Actions permanentes	Actions variables	
		de base $\gamma_{Q_i} Q_i$	d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
ELU	1,35 G ou G	1,5 (Q_r et/ou Q_c) (1)	0 ou $1,3 \times 0,9 T$
		1,35 T	0 ou $1,3 \times 0,6$ (Q_r et/ou Q_c)
ELS	G	1,2 (Q_r et/ou Q_c) (2)	0 ou 0,6 T

(1) Pour les charges roulantes, les Règles professionnelles prennent $\gamma_{Q_i} = 1,5 \gamma \delta$ ce qui, conceptuellement, n'est pas correct, γ et δ n'étant en aucune façon des coefficients de sécurité. L'intensité de l'action variable est définie par le bloc $[\gamma \delta Q_i]$ et γ_{Q_i} s'applique à ce bloc.

(2) Là encore, les Règles professionnelles prennent pour les charges roulantes $\gamma_{Q_i} = 1,2 \gamma \delta$, alors qu'il faut considérer que 1,2 s'applique au bloc $[\gamma \delta Q_i]$.

4.4.2 Calcul des contraintes

4.4.2.1 Sous l'effet d'une charge concentrée

L'abaque de la figure 20 permet d'évaluer la contrainte de traction par flexion du béton, σ , d'un dallage sous l'action d'une charge concentrée, appliquée dans un angle (cas le plus défavorable).

On désigne par :

- Q_d (MN) l'intensité de la charge concentrée :

$$Q_d = \psi_{Q_i} Q_c = \psi_{Q_i} (\gamma \delta Q)$$

- h (m) l'épaisseur du corps du dallage ;
- r (m) le rayon du cercle ayant même aire que la surface de contact de la charge roulante avec le dallage ($r \leq 0,20$ m) ;
- E (MPa) le module de déformation (instantanée, ou différée selon le cas) du béton ;
- K_w (MPa/m) le module de Westergaard.

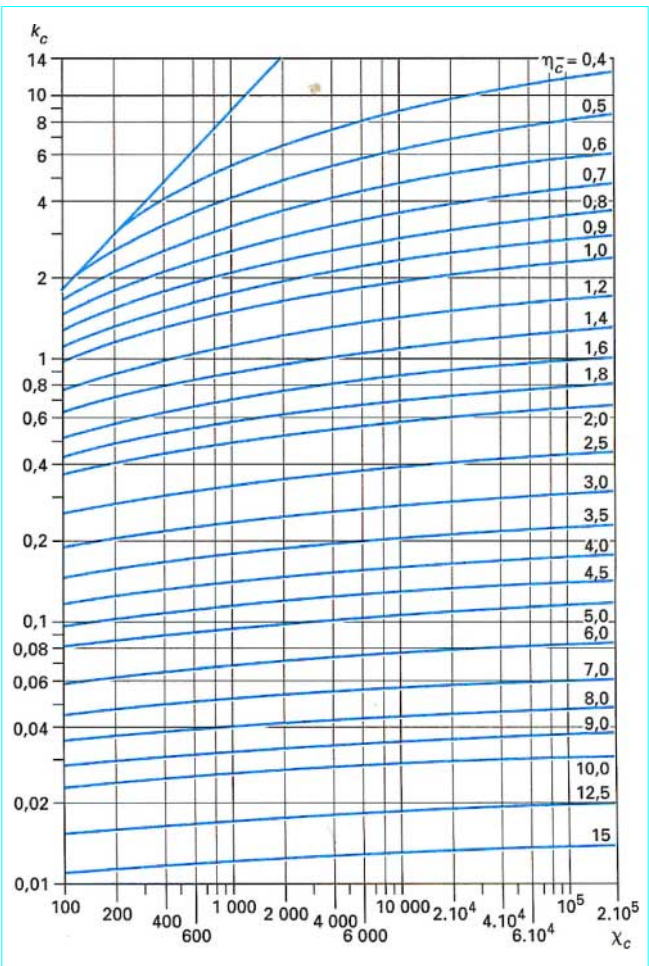


Figure 20 – Abaque pour la détermination de la contrainte d'un dallage sous charge concentrée

La contrainte cherchée est de la forme :

$$\sigma = k_c \alpha \frac{Q_d}{r^2} \quad (\text{en MPa}) \tag{6}$$

avec α coefficient numérique qui prend les valeurs 1 ou 2/3 selon le type de joint et son implantation (tableau 6),

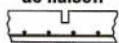
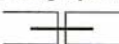
k_c coefficient numérique donné par l'abaque de la figure 20 fonction de $\eta_c = \frac{h}{r}$ et de $\chi_c = \frac{E}{K_w r}$.

Cet abaque permet aussi :

- de déterminer h , connaissant σ_{lim} , Q_d , r et α d'où k_c , ainsi que K_w et E d'où χ_c . L'abaque donne $\eta_c(k_c, \chi_c)$. On en déduit $h = \eta_c r$;
- de déterminer Q_c (charge de service) connaissant h , E , K_w , r , α et σ_{lim} . L'abaque donne $k_c(\eta_c, \chi_c)$.

On en déduit $Q_d = \frac{\sigma r^2}{k_c \alpha}$ et $Q_c = \frac{Q_d}{1,2}$ (cf. tableau 5, ELS).

Tableau 6 – Valeurs de α en fonction du type de joint et de son implantation (formule (6))

Type de joint	Implantation du joint	
	 ou 	
Joint non protégé 	1	1
Joint conjugué 	2/3	
Joint de retrait avec armature de liaison 	2/3	
Joint goujonné 	2/3	

4.4.2.2 Sous l'effet d'une charge uniformément répartie sur une bande de longueur infinie

Ce calcul fait intervenir le tassement du sol, qui est fonction de la charge appliquée par unité de longueur sur la largeur de la bande considérée, de la largeur chargée, et des caractéristiques du sol en profondeur.

■ Sol dont la raideur en profondeur est au moins égale à la raideur de surface

À défaut de calculs plus précis, on peut utiliser l'abaque de la figure 21 pour évaluer la contrainte maximale de traction d'un dallage reposant sur un sol homogène, sous l'action d'une charge uniforme répartie de façon aléatoire, sur une bande partielle de largeur variable.

On désigne par :

- q_d (MN/m²) l'intensité de la charge uniforme, majorée par le coefficient γ_{Q_1} ($q_d = \gamma_{Q_1} q$) ;
- L (m) la largeur de la bande chargée ou, si elle est plus faible, la distance entre joints, en m ;
- K_w (MPa/m) le module de Westergaard pris égal à la plus faible des deux valeurs obtenues par un essai :
 - soit de la forme en surface,
 - soit du sous-sol support de la forme, sur une profondeur $L/2$, sous réserve que K_w augmente avec la profondeur.

Les autres notations ont été définies au paragraphe 4.4.2.1.

La contrainte cherchée est de la forme :

$$\sigma = k_r q_d h \text{ (en MPa)}$$

où k_r est une grandeur (dimension m⁻¹) donnée par l'abaque de la figure 21 en fonction des paramètres :

$$\eta_r = \frac{h}{L} \text{ et } \chi_r = \frac{K_w L}{E}$$

L'abaque est établi pour le diamètre de la plaque de Westergaard, soit $D = 0,75$ m (pour une valeur différente, il faudrait multiplier k_r par $0,75/D$ mais aussi corriger la valeur K_w en conséquence en la multipliant par $D/0,75$).

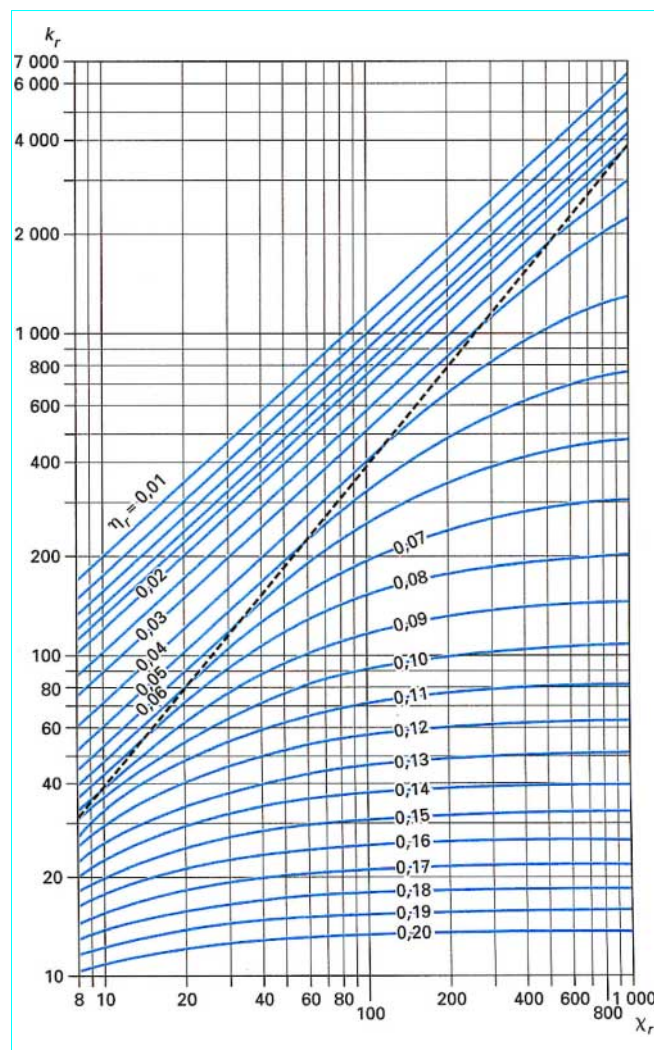


Figure 21 – Abaque pour la détermination de la contrainte d'un dallage sous charge répartie

■ Sol dont la raideur varie avec la profondeur

Dans ce cas, les Règles professionnelles indiquent qu'il convient de déterminer la déformation au centre de la bande chargée par intégration des déformations correspondant au bulbe de Boussinesq.

Nous conseillons au lecteur qui se trouverait confronté à ce problème de se reporter à la littérature spécialisée ou de faire appel à un spécialiste en géotechnique.

■ Autres méthodes de calcul

On peut appliquer la théorie de Winkler (cf. § 4.7.3) à condition d'utiliser un module de réaction K correspondant aux tassements réels de la bande chargée pour la pression considérée. Là encore la détermination d'un module K , égal au rapport de la pression au tassement, exige l'intégration du bulbe des contraintes de Boussinesq. Pour un sol dont la raideur est indépendante de la profondeur, au centre d'une bande chargée de 3 m de largeur, on a environ $K = \frac{K_w}{10}$.

À défaut de calculs plus précis, dans le cas d'un sol constant, on peut utiliser la théorie des poutres croisées pour déterminer l'enveloppe des contraintes. Les Règles professionnelles fournissent

l'expression du module de réaction K à utiliser ainsi que celle de la contrainte maximale σ . La combinaison de ces deux expressions conduit à la même formule que celle utilisée pour l'établissement de l'abaque de la figure 21 qui demeure donc applicable à ce cas.

4.4.2.3 Sous l'effet du retrait et/ou d'une variation uniforme de la température

Par suite du frottement du dallage sur le sol, le retrait d'un panneau entre deux joints de dilatation successifs ne peut s'effectuer librement.

Il en est de même pour la diminution de longueur due à un abaissement uniforme de la température.

Ces déformations gênées donnent naissance à une contrainte de traction du béton, que l'on suppose uniforme dans toute l'épaisseur du dallage et égale à :

$$\sigma = \frac{0,5 c_f L p_0}{h} \quad (\text{MPa, m, MN/m}^2)$$

avec c_f coefficient de frottement béton sur sol (à défaut de valeur plus précise, prendre $c_f = 1,5$),
 L (m) distance entre deux joints perpendiculaires à la direction de la contrainte calculée,
 p_0 (MN/m²) charge permanente totale du dallage, c'est-à-dire poids propre g_0 du dallage augmenté de la valeur quasi permanente ($\psi_2 q$) de la charge d'exploitation, si cette valeur n'est pas nulle,
 h (m) épaisseur du corps du dallage.

Dans le cas d'un dallage armé, la section d'armature additionnelle A_r nécessaire pour équilibrer l'effort de traction dû au retrait (et/ou à une variation uniforme de température) est donnée par :

$$A_r = h \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,5 \cdot 10^4 c_f L p_0}{\bar{\sigma}_s} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

avec $\bar{\sigma}_s$ (MPa) contrainte de traction limite des armatures.

Remarque : un gradient de température donne lieu à un effet de « tuilage ». Pour l'évaluation des contraintes dues au cintrage de la dalle, se reporter aux Règles professionnelles.

4.5 Dallages armés et dallages « non armés »

4.5.1 Définitions

■ Dallage non armé

Lorsque, compte tenu des caractères mécaniques du sol sous-jacent, le bon comportement d'un dallage peut être assuré par la résistance à la traction du béton, on pourrait théoriquement se passer totalement d'armatures. Toutefois, comme indiqué au paragraphe 4.3.2b, il convient de toujours prévoir un treillis soudé « antifissuration » dont la section minimale est donnée par :

$$A = 0,56 L h$$

(A en cm²/m, L et h en m). En dépit de la présence de ce treillis « antifissuration », un tel dallage est dit « non armé ».

■ Dallage armé

Lorsque, compte tenu des caractères mécaniques du sol sous-jacent, le bon comportement d'un dallage ne peut plus être assuré par la résistance à la traction du béton, il devient nécessaire d'équilibrer les tractions par des aciers calculés à cet effet. Le dallage est alors dit « armé ».

Le calcul d'un dallage armé est effectué en appliquant la théorie des plaques ou poutres sur appui continu élastique. Le calcul manuel étant laborieux, on a le plus souvent recours à l'informatique.

4.5.2 Critère de distinction entre un dallage non armé et un dallage armé

Il faut commencer par déterminer les contraintes théoriques de traction du béton, σ_u et σ_{ser} , sous la combinaison d'actions la plus défavorable (retrait et effets thermiques inclus), respectivement à l'état-limite ultime et à l'état-limite de service.

Ces deux contraintes sont calculées en supposant le matériau homogène, par la formule $\sigma = \frac{6M}{bh^2}$ ou au moyen des abaques des figures 20 ou 21.

Les valeurs ainsi trouvées sont comparées aux valeurs limites définies par les Règles professionnelles.

σ_R et σ_N désignant les contraintes de rupture définies au paragraphe 4.3.2a, tableau 4, colonnes 2 et 3 :

— le dallage peut être « non armé » si la fissuration est peu préjudiciable, et si :

$$\sigma_u \leq 0,75 \sigma_R$$

et/ou

$$\sigma_{ser} \leq \sigma_N$$

— le dallage doit être obligatoirement armé (ou renforcé de fibres métalliques) dans le cas contraire, c'est-à-dire dans tous les cas où la fissuration doit être évitée, de même que ceux pour lesquels :

$$\sigma_u > 0,75 \sigma_R$$

et/ou

$$\sigma_{ser} > \sigma_N$$

Le calcul des treillis soudés et les dispositions constructives doivent être conformes aux Règles BAEL.

Dans chaque sens, la section A (en cm²/m) du treillis soudé disposé dans les zones tendues doit être telle que :

$$A \geq 15 h$$

avec h (m) épaisseur du corps du dallage.

4.6 Vérifications complémentaires

4.6.1 Poinçonnement

La valeur ultime Q_u d'une charge concentrée appliquée à un dallage d'épaisseur h ne peut excéder la valeur limite :

$$Q_{u \text{ lim}} = \frac{0,04}{\gamma_b} f_{c28} u_c h \quad (\text{MN, MPa, m})$$

avec f_{c28} (MPa) résistance caractéristique spécifiée du béton,
 u_c (m) périmètre du contour de la surface « d'impact » à mi-épaisseur, en supposant une diffusion à 45° dans l'épaisseur du dallage :

— pour un contour rectangulaire ab à la surface du dallage :

$$u_c = 2(a + b) + 4h$$

— pour un contour circulaire de rayon r :

$$u_c = \pi(2r + h)$$

Remarque : la valeur de $\gamma_b (= 1,5)$ au dénominateur de la formule ne figure pas dans les Règles professionnelles, mais il convient d'en tenir compte, comme l'ont fait postérieurement les Règles BAEL 91, sinon la sécurité vis-à-vis du poinçonnement serait insuffisante.