

# CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

CHAIRE DE TRAVAUX PUBLICS ET BATIMENT

---

" PROJET DE CONSTRUCTION "  
*Chapitre 1: Descente de charges*

(Code CCV117)

# Sommaire

<b>1.</b>	<b>DESCENTE DE CHARGES</b>	<b>3</b>
1.1.	INTRODUCTION ET PRINCIPES DE BASE	3
1.2.	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	4
1.2.1.	<i>Prédimensionnement des dalles pleines en béton</i>	5
1.2.2.	<i>Prédimensionnement des poutres</i>	10
1.2.3.	<i>Prédimensionnement des poteaux</i>	16
1.2.4.	<i>Prédimensionnement des voiles</i>	29
1.2.5.	<i>Prédimensionnement des semelles superficielles</i>	29
1.2.6.	<i>Prédimensionnement des parois-fléchies</i>	33
1.3.	DEFINITION DES ACTIONS	35
1.3.1.	<i>Actions à prendre en compte et combinaisons</i>	35
1.3.2.	<i>Exemple de combinaisons</i>	37
1.3.3.	<i>Charges permanentes</i>	38
1.3.4.	<i>Charges d'exploitation</i>	40
1.3.5.	<i>Charges de neige N84 modifiées 2000</i>	42
1.3.6.	<i>Charges de neige EC1</i>	49
1.3.7.	<i>Charges de vent NV65</i>	50
1.3.8.	<i>Exemple de calcul au vent</i>	61
1.3.9.	<i>Génération du vent selon l'EC1</i>	68
1.4.	DIFFERENTS TYPES DE PLANCHERS	76
1.4.1.	<i>Les dalles pleines en béton</i>	76
1.4.2.	<i>Planchers avec prédalles béton</i>	79
1.4.3.	<i>Dalles à bacs collaborants</i>	82
1.4.4.	<i>Planchers à entrevous</i>	83
1.5.	RAPPELS DE RDM	84
1.5.1.	<i>Poutres simples</i>	84
1.5.2.	<i>Poutres continues</i>	85
1.6.	REPORT DES CHARGES DE DALLES	98
1.6.1.	<i>Les lignes de rupture</i>	98
1.6.2.	<i>Exemple de report de charges</i>	101
1.6.3.	<i>Définition des sens de portées</i>	102
1.7.	DEGRESSION DES CHARGES VERTICALES	103
1.8.	NOTION DE POUTRES PRINCIPALES OU SECONDAIRES	103
1.9.	PAROIS-FLECHIES	104
1.10.	EXEMPLE D'APPLICATION	105
1.10.1.	<i>Charges au m2 des planchers</i>	107
1.10.2.	<i>Dimensionnement des planchers</i>	109
1.10.3.	<i>Dimensionnement de la poutre file 3</i>	109
1.10.4.	<i>Dimensionnement du poteau B3</i>	110
1.10.5.	<i>Dimensionnement de la semelle de fondation</i>	112

## 1. Descente de charges

### 1.1. Introduction et principes de base.

L'objectif de ce cours est d'expliquer le fonctionnement d'une descente de charges gravitaires. Le cas particulier des charges horizontales sera traité au chapitre concernant les voiles de contreventement.

Une descente de charges verticales a donc pour but d'évaluer les actions permanentes et variables sur les différents éléments constituant un bâtiment.

On distingue :

- Les planchers sur lesquels sont directement appliquées les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Les porteurs horizontaux, tels que les poutres.
- Les porteurs verticaux, tels que les poteaux et les voiles.
- Les éléments de fondation, tels que les semelles superficielles (isolées et/ou filantes, les radiers, les pieux...).

Le calcul d'une descente de charges consiste donc à calculer, pour chaque élément de construction, les charges reprises en partant de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations.

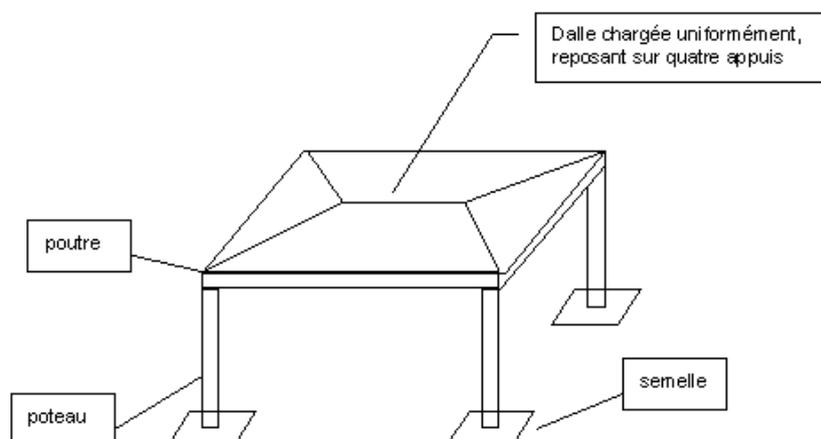
Ce calcul doit être mené dans le bon ordre car chaque élément reçoit des actions et génère des réactions qui deviennent à leur tour les actions d'autres éléments.

Au sein d'un étage, les dalles sont calculées en premier. Elles génèrent des actions sur les poutres et les voiles qui la supportent (ou la suspendent pour les poutres-voile). Ensuite, les poutres de rang le plus élevé sont calculées (poutres portées). Elles génèrent des réactions, qui deviennent les actions des poutres de rang inférieur (poutres porteuses), des voiles et des poteaux. Sont enfin calculés les voiles et les poteaux qui génèrent, eux, des actions sur l'étage inférieur.

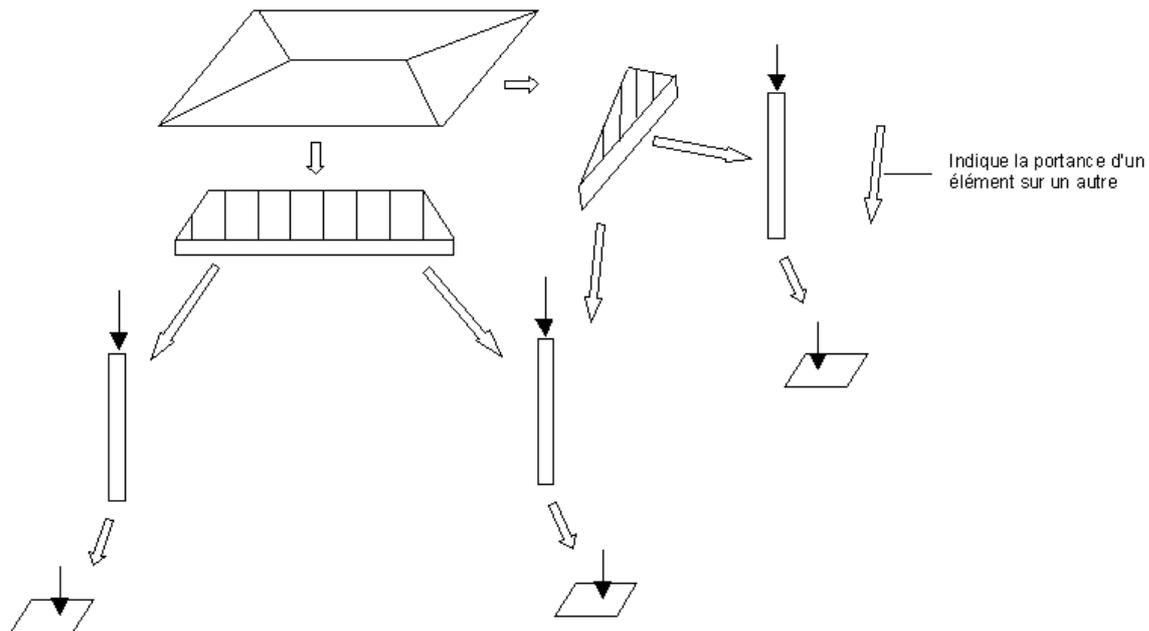
On peut donc logiquement lister les grandes étapes suivantes :

- Estimation des charges appliquées sur les planchers (si ces dernières ne sont pas définies).
- Report des charges de chaque plancher sur les porteurs horizontaux (poutres) ou directement sur les voiles.
- Report de charges des poutres sur les porteurs verticaux (voiles ou poteaux).
- Descente de ces charges jusqu'aux fondations.

Si on prend le cas simple suivant :



On aura le cheminement suivant des charges :



Cette « descente » des charges doit être effectuée indépendamment pour les différents types de charges appliquées à la structure : charges permanentes, surcharges d'exploitations, charges de neige...

Ensuite, ces charges seront combinées entre-elles pour dimensionner les éléments de structure un par un.

Tout le travail du calculateur est donc s'assurer du bon cheminement des charges vers les fondations, en évitant les cas « tordus », et ainsi trouver le meilleur choix structurel pour le bâtiment en question. Il s'agit donc de trouver le compromis idéal entre les attentes de l'architecte et la logique de cheminement des actions jusqu'aux fondations.

## 1.2. Prédimensionnement des éléments

Dans la vie réelle d'un projet et compte tenu des délais d'études et d'exécution qui sont très courts, il est souvent impossible de terminer l'étude complète d'une structure avant le démarrage des travaux.

Par conséquent, il est fréquent que les bureaux d'études doivent fournir les dimensions des fondations (pour débiter les travaux) alors qu'il existe encore de nombreuses incertitudes quant aux niveaux supérieurs et donc au poids apporté par chacun des éléments sur les fondations.

Il est donc impératif, à différents stades de l'étude, de procéder à un prédimensionnement suffisamment précis des éléments pour pouvoir estimer leur poids propre et ne pas remettre en cause les dimensions des fondations.

Pour pré dimensionner les éléments d'une structure, on peut avoir deux approches différentes :

- Appliquer un prédimensionnement rapide uniquement fonction de la géométrie (portée de la poutre par exemple).
- Appliquer un prédimensionnement plus précis, fonction des charges ou sollicitations appliquées.

### 1.2.1. Prédimensionnement des dalles pleines en béton

Le poids propre d'une dalle représente une part importante de la totalité des charges des planchers qui seront transmises aux éléments porteurs.

Les épaisseurs de ces éléments auront donc une influence importante sur les autres éléments porteurs de la structure, y compris les fondations. Il est donc important de pouvoir optimiser leurs épaisseurs au mieux.

Il faut avoir à l'esprit que l'épaisseur idéale ne correspond pas forcément à l'épaisseur la plus faible mais bien à l'épaisseur la plus économique (en tenant des quantités béton + acier) qui est de l'ordre de 10% plus importante que l'épaisseur minimale.

#### 1.2.1.1. Dimensionnement rapide.

Pour un dimensionnement rapide de l'épaisseur d'une dalle pleine, on peut appliquer les ratios ci-dessous.

Pour les dalles ayant un seul sens de portée :

- $h_0 \geq \frac{l_x}{20}$  pour un panneau isolé
- $h_0 \geq \frac{l_x}{25}$  pour une dalle continue

Pour les dalles ayant deux sens de portée :

- $h_0 \geq \frac{l_x}{30}$  pour un panneau isolé
- $h_0 \geq \frac{l_x}{40}$  pour une dalle continue

#### 1.2.1.2. Dimensionnement en fonction des sollicitations

Pour un dimensionnement plus précis des dalles, il faut respecter les 3 conditions suivantes :

- Contrainte maximale de compression dans le béton.
- Contrainte de cisaillement admissible.
- Flèche admissible.

Dans le cas des planchers courants (charges d'exploitation inférieure à 8KN/m<sup>2</sup>), c'est le critère de flèche admissible qui sera le plus souvent dimensionnant.

#### **Contrainte maximale de compression dans le béton**

On peut par exemple lister les limites suivantes :

- Pour un béton B25, on aura une limite de compression de  $\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$

Cependant, le calcul des contraintes à partir de la section de béton et des armatures n'est pas immédiat. Ce critère apparaît donc plutôt comme un critère de vérification plutôt qu'un critère de pré dimensionnement.

**Contrainte de cisaillement admissible**

La contrainte de cisaillement d'une dalle (en prenant une bande de 1m) vaut  $\tau_u = \frac{V_u}{d \times 1m} = \frac{V_u}{d}$ .

Pour éviter un écrasement des bielles de béton comprimé, on limite cette contrainte tangente aux valeurs suivantes :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\tau_u = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 5\text{MPa} \end{array} \right\}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 4\text{MPa} \end{array} \right\}$

Pour un béton à 25Mpa, on a donc une contrainte limite (en fissuration peu préjudiciable) de 3,33 Mpa.

On pourrait donc déduire la hauteur utile d et donc la hauteur totale de la dalle de façon à ne pas dépasser cette contrainte limite d'écrasement des bielles de béton comprimé.

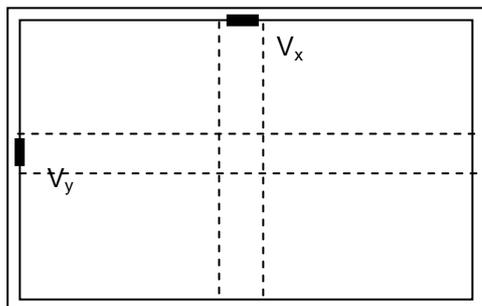
Cependant, cette vérification ne dispense pas de mettre en place des armatures transversales dans les dalles, ce qui est très couteux.

L'article A.5.2.2 du BAEL indique qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'efforts tranchant dans une dalle si la contrainte de cisaillement satisfait la condition suivante :

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

Il est donc préférable de déduire l'épaisseur de la dalle de la condition  $h = \frac{d}{0,9} \geq \frac{1}{0,9} \cdot \frac{V_u}{0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}}$ .

Pour rappel, l'effort tranchant d'un panneau de dalle (soumis à une charge répartie) est obtenu à partir des formules suivantes :



$$\alpha < 0,40$$

$$V_x = \frac{p \cdot l_x}{2}$$

$$V_y = 0$$

$$\alpha \geq 0,40$$

$$V_x = \frac{p \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_y = p \cdot \frac{l_x}{3} \leq V_x$$

- Lx représente la petite portée et Ly la grande portée.

Dans le cas des charges ponctuelles éloignées des bords de dalles, l'épaisseur de la dalle peut également être dimensionnée par la condition de non-poinçonnement.

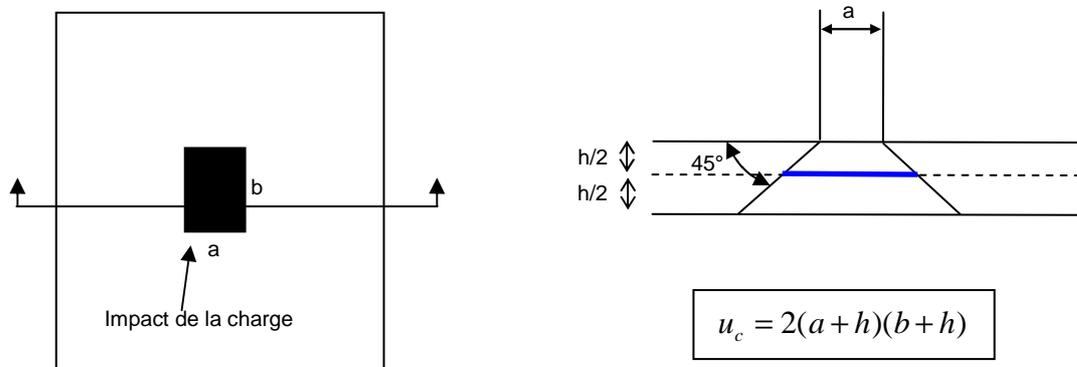
La valeur  $P_u$  de la charge appliquée doit vérifier l'équation suivante :

$$P_u \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $u_c$  : périmètre critique au niveau du feuillet moyen
- $h$  : épaisseur de la dalle.

En général, lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, on augmente l'épaisseur de la dalle.

Le périmètre critique au feuillet moyen est calculé à partir de l'impact de chargement sur la dalle et de l'épaisseur de cette dernière, en considérant une diffusion à 45 degrés :



### Critère de flèche admissible

Il est rappelé que les flèches des planchers doivent rester en deçà de certaines limites pour deux raisons :

- Afin de ne pas avoir de rotations trop importantes qui pourraient occasionner des désordres dans les éléments porteurs.
- Afin de ne pas entraîner de désordres dans les revêtements de sols ou de plafonds, cloisons, parois vitrées et autres ouvrages supportées.

Pour les bâtiments courants, on admet les flèches limites suivantes :

- Pour des planchers devant supporter des cloisons :
  - $L/500$  si la portée de la dalle est inférieure à 5m.
  - $L/1000 + 0.005$  si la portée de la dalle est supérieure à 5m.
- $L/300$  pour des planchers ne supportant pas de cloisons.

En règle générale, les critères de flèches admissibles sont spécifiés dans le CCTP.

Le calcul précis des flèches en Béton Armé n'est pas trivial et fait intervenir des méthodes telles que la méthode d'intégration des courbures dans laquelle il faut tenir compte des éventuelles inerties fissurées.

Henry Thonier a détaillé dans son ouvrage « Conception et calcul des structures de bâtiment » (tome 1) une méthode de dimensionnement rapide de l'épaisseur d'une dalle pour satisfaire aux critères de flèches.

On pose :

- L : portée de la dalle entre-axes (exprimée en m)
- h : épaisseur de la dalle (exprimée en m).
- $\alpha = \frac{h}{L}$  : rapport entre l'épaisseur et la portée de la dalle (inverse de l'élancement).
- Q : charge uniformément répartie, exprimée en KN/m<sup>2</sup>.

Par approximations successives, Thonier a défini la formule suivant qui permet de calculer  $\alpha$  :

$$\alpha = k \cdot \sqrt[3]{25 \cdot \alpha \cdot L + q}$$

Le coefficient k tient compte des conditions d'appuis du panneau de dalle concerné :

- k= 0.018 pour une travée simplement appuyée aux deux extrémités.
- k= 0.016 pour une travée encastrée à une extrémité (travée de rive).
- k= 0.013 pour une travée encastrée aux deux extrémités (travée intermédiaire).

On voit donc que le coefficient  $\alpha$  s'obtient par un calcul itératif.

On peut également utiliser le tableau suivant, qui donne la valeur de l'épaisseur h (en mètres) pour une portée L et une charge d'exploitation q (formule pour k= 0.018) :

L	Charges autres que le poids propre q en kN/m <sup>2</sup>									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
2	0,047	0,054	0,059	0,064	0,068	0,071	0,074	0,077	0,080	0,083
3	0,077	0,087	0,095	0,101	0,106	0,111	0,116	0,120	0,124	0,124
4	0,112	0,124	0,133	0,141	0,148	0,154	0,160	0,165	0,170	0,175
5	0,152	0,165	0,175	0,184	0,193	0,200	0,207	0,213	0,219	0,225
6	0,195	0,209	0,221	0,231	0,240	0,249	0,257	0,264	0,271	0,277
7	0,241	0,256	0,269	0,280	0,291	0,300	0,309	0,317	0,325	0,322
8	0,291	0,307	0,320	0,333	0,344	0,354	0,364	0,373	0,381	0,389
9	0,344	0,360	0,375	0,387	0,399	0,410	0,421	0,430	0,440	0,448
10	0,400	0,417	0,432	0,445	0,458	0,469	0,480	0,491	0,501	0,510
11	0,459	0,476	0,491	0,505	0,519	0,531	0,542	0,553	0,564	0,574
12	0,521	0,538	0,554	0,568	0,582	0,595	0,607	0,618	0,629	0,640
13	0,585	0,602	0,618	0,633	0,647	0,661	0,673	0,685	0,697	0,708
14	0,651	0,669	0,685	0,701	0,715	0,729	0,742	0,755	0,767	0,778
15	0,720	0,738	0,755	0,771	0,786	0,800	0,813	0,826	0,839	0,851

Etant donné que les valeurs de ce tableau correspondent à un coefficient k=0.018, il faut les multiplier par :

- 0.016/0.018 pour une travée de rive d'une dalle continue dans une seule direction.
- 0.013/0.018 pour une travée intermédiaire d'une dalle continue dans une seule direction.

Toutes ces formules et valeurs ne sont valables pour des dalles dites sur deux appuis, avec un seul sens de portée. Dans le cas des dalles sur quatre appuis (portant donc dans les deux directions), la hauteur obtenue avec k=0.018 est à multiplier par :

$$\left[1 - (2/3)(L_x / L_y)^2\right]^{1/3} \text{ avec } L_x < L_y$$

Ce coefficient multiplicateur peut être également issu du tableau suivant :

$L_x/L_y$	Coefficient
0,0	1,000
0,1	0,998
0,2	0,991
0,3	0,980
0,4	0,963
0,5	0,941
0,6	0,913
0,7	0,876
0,8	0,831
0,9	0,772
1,0	0,693

- Si la dalle est encadrée sur ses quatre appuis, la hauteur obtenue est à multiplier par 0.7.
- Si la dalle est appuyée sur deux côtés adjacents et encadrées sur les deux autres, elle est à multiplier par 0.9.

Exemple :

Soit une dalle d'angle de bâtiment portant dans les deux directions de 6m par 8m, encadrée sur deux côtés adjacents, et articulée sur les deux autres, avec une chape et revêtement de sol de 1.5 KN/m<sup>2</sup> et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>.

Le tableau précédent donne, pour L=8m et q=4 KN/m<sup>2</sup>, une épaisseur de 0.333m.

Cette valeur est à multiplier par  $\left[1 - (2/3)(6/8)^2\right]^{1/3} = 0.855$  car la dalle a deux sens de portée.

Cette même valeur est également à multiplier par 0.9 car elle est encadrée sur deux côtés adjacents.

On a donc l'épaisseur finale  $h=0.333*0.855*0.9= 0.256$ m.

On retient donc une dalle de 26 cm d'épaisseur.

### 1.2.1.3. Autres critères.

La détermination de l'épaisseur d'une dalle peut être également liée à l'application d'autres normes de calcul :

- Dispositions constructives PS92 pour les constructions en zone sismique :
  - Xx
- Critères de résistance au feu, issus des règles FB[59] également appelées DTU Feu :
  - CF 1 h  $h_0 \geq 7$ cm
  - CF 2 h  $h_0 \geq 11$ cm

Pour les autres types de planchers (dalles alvéolaires, dalles préfabriquées, planchers hourdis...), les fabricants fournissent des abaques de dimensionnement en fonction des portées et des charges appliquées.

L'épaisseur d'une dalle peut également être liée à des critères d'isolation acoustique. En général, dans un bâtiment d'habitation, on a des épaisseurs minimales de 0.14-0.16m.

**1.2.2. Prédimensionnement des poutres.**

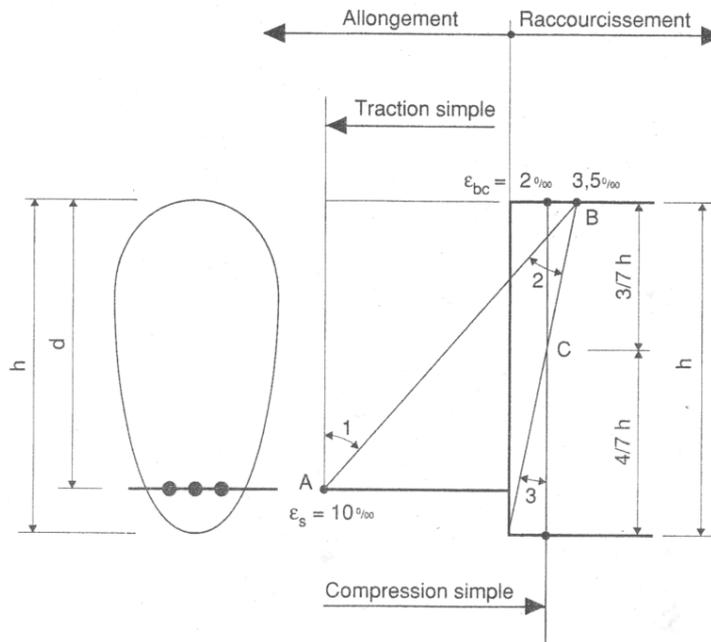
De la même façon que les dalles, une poutre peut être dimensionnée pour satisfaire aux critères de flèches ou aux critères de résistance.

Une poutre peut être dimensionnée à l'ELU ou à l'ELS.

1.2.2.1. Dimensionnement à partir du moment réduit.

Ce principe de dimensionnement (à l'ELU) est basé sur le diagramme des 3 pivots.

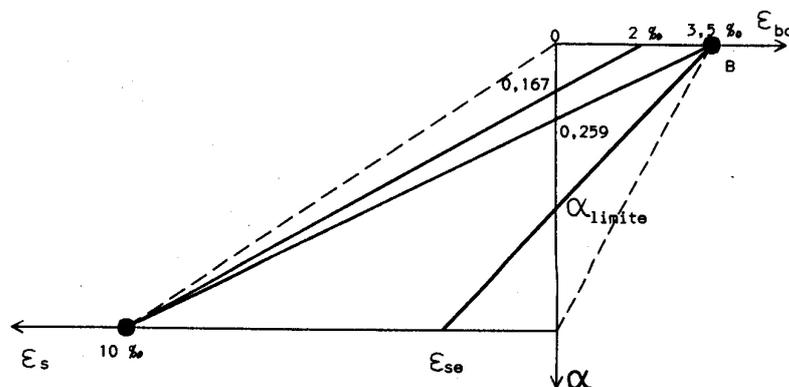
Ce diagramme traduit les différents états d'équilibre possibles d'une section de béton armé sollicitée en flexion simple :



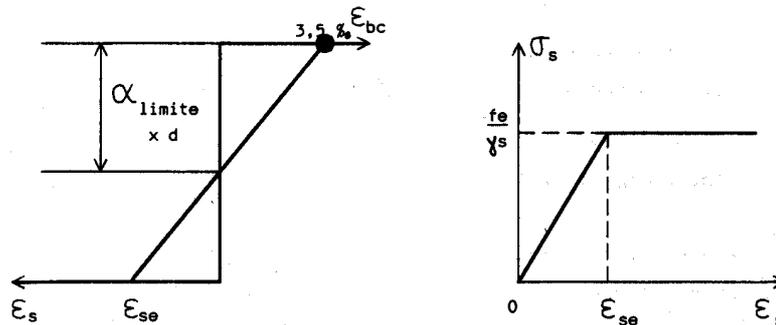
$$y_u = \alpha \cdot d$$

$$\alpha = \frac{y_u}{d} = \frac{\epsilon_{BC}}{\epsilon_{BC} + \epsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,259$$

On peut noter sur ce diagramme plusieurs valeurs intéressantes, résumées sur le schéma suivant :



La position de l'axe neutre correspondant à  $\alpha_{limite}$  représente une mauvaise utilisation des aciers car l'allongement de ces derniers devient inférieur à l'allongement élastique :



Dans ce cas, l'allongement des aciers est inférieur à  $\epsilon_{se}$  et ces derniers ne travaillent pas suffisamment. Il faudra mettre en place de très grandes sections.

La valeur de  $\epsilon_{se}$  est une propriété de l'acier et dépend de la nuance utilisée.

A titre indicatif, on peut retenir :

- Acier Fe500 =>  $\epsilon_{se} = 2,174 \text{ ‰}$
- Acier Fe400 =>  $\epsilon_{se} = 1,739 \text{ ‰}$

Le meilleur dimensionnement d'une section Béton Armé correspond donc à une valeur de  $\alpha$  tel que  $0,167 \leq \alpha \leq \alpha_{limite}$  :

- Pour  $\alpha$  proche de  $\alpha_{limite}$ , on aura une petite section de béton avec beaucoup d'armatures.
- Pour  $\alpha$  proche de 0,167, on aura une grande section de béton avec très peu d'armatures.

Lorsque l'on prédimensionne une section de béton, il est impératif d'avoir ces données en tête, car en effet, en se fixant la valeur de  $\alpha$  on peut en déduire facilement les valeurs de  $b$  et  $d$  correspondantes. (Voir formules ci après).

Il est important de noter que  $\alpha=0,259$  correspond à une valeur de  $\mu=0,187$ . On peut également prédimensionner une poutre de façon à avoir cette valeur pour le moment réduit.

Le moment réduit est déterminé à partir des formules suivantes :

- $$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 F_{bu}}$$
- $$\mu_b = 0,8\alpha_u(1 - 0,4\alpha_u)$$

Nous avons vu que la limite entre les pivots A et B correspond au travail maximum des aciers à la traction soit  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et au travail maximum du béton à la compression soit  $\epsilon_B = 3,5 \text{ ‰}$  :

- soit  $y = 0,259.d$
- soit également  $\mu_{AB} = 0,8 * 0,259.(1 - 0,40 * 0,259) = 0,186$

On peut donc se fixer un moment réduit de 0,20 et dimensionner la poutre en conséquence.

1.2.2.2. Dimensionnement rapide à partir des charges appliquées.

Si on note L la portée entre nus d'appuis, on peut estimer les dimensions de la poutre à partir du tableau suivant :

	Poutre sur appuis simples	Poutre continue
Hauteur totale h	L/10 à L/16	L/14 à L/18
Largeur b d'une section rectangulaire	0,3h à 0,6h	
Largeur b0 d'une section en T	0,2h à 0,4h	

On peut également déterminer la largeur b et la hauteur h d'une poutre de portée L, soumise à une charge répartie q (hors poids propre), à partir des tableaux suivants (issus de l'ouvrage de Thonier, Conception et Calcul des Structures de Bâtiment – Tome1).

Ces tableaux correspondent à deux cas (b=h et b=0,5h) et donne la flèche correspondante.

Dimensionnement de poutres (poids propre automatique)

Charges en kN/m	Portées en m													
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	35
10	13/26 21 1/410	18/36 28 1/420	22/44 35 1/370	26/52 42 1/340	30/60 49 1/320	34/68 56 1/310	39/78 64 1/320	43/86 72 1/310	48/96 81 1/310	53/106 90 1/310	60/120 104 1/300	69/138 120 1/310	75/150 131 1/320	91/182 162 1/330
20	17/34 26 1/610	22/44 35 1/480	27/54 43 1/440	32/64 51 1/420	37/74 60 1/400	42/84 68 1/390	47/94 77 1/380	52/104 85 1/380	57/114 95 1/360	62/124 105 1/350	71/142 120 1/360	80/160 137 1/360	86/172 149 1/360	103/206 181 1/370
30	19/38 30 1/630	25/50 40 1/540	31/62 48 1/520	36/72 58 1/460	42/84 67 1/460	47/94 76 1/430	52/104 85 1/410	58/166 95 1/410	63/126 105 1/390	69/138 115 1/390	78/156 132 1/390	87/174 149 1/380	94/188 181 1/390	112/224 194 1/400
40	21/42 33 1/710	27/54 44 1/560	34/68 54 1/570	40/80 63 1/530	45/90 73 1/470	51/102 83 1/460	57/114 93 1/460	63/126 103 1/450	69/138 113 1/440	75/150 124 1/440	84/168 141 1/420	94/188 159 1/420	101/202 171 1/430	119/238 205 1/430
50	22/44 35 1/690	29/58 47 1/600	36/72 58 1/580	42/84 68 1/520	48/96 78 1/490	55/110 88 1/510	61/122 99 1/490	67/134 109 1/470	73/146 120 1/460	79/158 131 1/450	89/178 149 1/450	99/198 167 1/440	106/212 180 1/440	125/250 215 1/450
60	24/48 37 1/820	31/62 50 1/650	38/76 61 1/600	45/90 72 1/560	51/102 83 1/530	58/116 93 1/530	64/128 104 1/510	70/140 115 1/480	77/154 126 1/490	83/166 138 1/470	93/196 156 1/460	104/206 174 1/470	111/222 188 1/460	130/260 223 1/460
70	25/50 39 1/830	33/66 52 1/720	40/80 64 1/630	47/94 75 1/600	54/108 86 1/580	60/120 98 1/530	67/134 109 1/530	74/148 120 1/500	80/160 132 1/500	87/174 143 1/500	97/194 162 1/480	108/216 181 1/480	116/232 194 1/490	135/270 230 1/480
80	26/52 41 1/850	34/68 54 1/710	42/84 67 1/680	49/98 79 1/620	56/112 90 1/590	63/126 102 1/570	70/140 113 1/560	77/154 125 1/550	83/166 137 1/510	90/180 149 1/510	101/202 167 1/500	112/224 187 1/500	120/240 201 1/500	139/278 237 1/490
90	27/54 43 1/890	36/72 57 1/800	43/86 69 1/650	51/102 81 1/650	58/116 93 1/610	65/130 105 1/580	72/144 117 1/560	79/158 129 1/550	86/172 141 1/530	93/186 153 1/520	104/208 173 1/510	116/232 193 1/520	123/246 207 1/510	143/286 243 1/510
100	28/56 44 1/910	37/74 58 1/800	45/90 72 1/720	53/106 84 1/690	60/120 96 1/630	67/134 109 1/590	75/150 121 1/600	82/164 133 1/580	89/178 145 1/560	96/192 158 1/540	107/214 178 1/530	119/238 198 1/530	127/254 212 1/530	147/294 248 1/520

Charges en kN/m

↓

Portées en m

↔

$b = h/2$   
 $b = h$   
 FLÈCHE

	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	35
120	30/60 47 1/1010	39/78 62 1/830	48/96 76 1/780	56/112 89 1/720	64/128 102 1/690	71/142 115 1/630	79/158 127 1/620	86/172 140 1/590	94/188 153 1/590	102/204 166 1/590	113/226 186 1/560	125/250 207 1/560	133/266 222 1/550	154/308 260 1/550
140	31/62 49 1/990	41/82 65 1/870	50/100 80 1/790	59/118 94 1/760	67/134 107 1/710	75/150 120 1/680	83/166 134 1/660	91/182 147 1/640	98/196 160 1/610	106/212 174 1/600	118/236 194 1/590	130/260 216 1/570	139/278 231 1/580	160/320 269 1/570
160	33/66 52 1/1110	43/86 68 1/930	52/104 83 1/810	61/122 98 1/770	70/140 112 1/750	78/156 125 1/700	86/172 139 1/670	94/188 153 1/650	102/204 166 1/630	110/220 180 1/620	123/246 202 1/620	135/270 224 1/600	144/288 239 1/600	166/332 278 1/590
180	34/68 54 1/1110	44/88 71 1/900	54/108 86 1/840	63/126 101 1/780	72/144 116 1/750	81/162 130 1/730	89/178 144 1/690	98/196 158 1/690	106/212 172 1/660	114/228 186 1/640	127/254 208 1/630	140/280 231 1/620	149/298 246 1/620	171/342 286 1/610
200	35/70 55 1/1120	46/92 73 1/970	56/112 89 1/880	66/132 105 1/850	75/150 120 1/800	84/168 134 1/760	92/184 149 1/710	101/202 163 1/700	109/218 178 1/670	118/236 192 1/670	131/262 214 1/650	144/288 237 1/640	153/306 253 1/630	176/352 294 1/630
220	36/72 57 1/1150	47/94 75 1/970	56/116 92 1/920	68/136 108 1/870	77/154 123 1/810	86/172 138 1/770	95/190 153 1/740	104/208 168 1/720	113/226 183 1/710	121/242 198 1/680	135/270 220 1/680	148/296 244 1/660	157/314 259 1/650	180/360 301 1/640
250	38/76 60 1/1250	50/100 79 1/1090	60/120 95 1/930	70/140 112 1/860	80/160 128 1/830	90/180 144 1/820	99/198 159 1/780	108/216 174 1/750	117/234 190 1/730	126/252 205 1/710	140/280 228 1/700	154/308 252 1/690	163/326 269 1/680	187/374 311 1/670
280	39/78 62 1/1240	51/202 82 1/1060	63/126 100 1/1020	73/146 117 1/920	83/166 133 1/860	93/186 149 1/830	102/204 165 1/790	112/224 181 1/780	121/242 196 1/750	136/262 212 1/730	145/290 236 1/710	159/318 260 1/710	169/336 277 1/690	193/386 320 1/690
300	40/80 63 1/1280	53/106 83 1/1150	64/128 102 1/1010	75/150 119 1/950	85/170 136 1/890	95/190 152 1/850	105/210 168 1/830	114/228 184 1/780	124/248 200 1/780	133/266 216 1/750	148/296 241 1/740	162/324 265 1/720	172/344 282 1/720	196/392 326 1/690
350	42/84 67 1/1340	55/110 88 1/1150	67/134 107 1/1040	79/158 125 1/1010	89/178 143 1/920	100/200 160 1/900	110/220 177 1/860	120/240 193 1/830	130/260 210 1/810	140/280 226 1/800	155/310 252 1/780	169/338 277 1/750	179/358 294 1/744	205/410 339 1/730

### 1.2.2.3. Dimensionnement rapide en fonction des sollicitations.

Les formules suivantes s'appliquent aux sections rectangulaires.

On part de la notation suivante :

- M : moment à l'ELS (sous charges non pondérées) exprimé en MN.m
- V : effort tranchant à l'ELS, exprimé en MN.
- b : largeur de la poutre en m.
- G : charge permanente par unité de longueur en MN/m.
- Q : surcharge d'exploitation par unité de longueur en MN/m.
- L : portée entre nus d'appuis, exprimée en m.

On peut estimer rapidement le moment de flexion et l'effort tranchant à partir des formules suivantes :

	Poutre sur appuis simples	Poutre continues
Moment	$M = M_0 = \frac{(G + Q).L^2}{8}$	$M = 0,8M_0$
Effort tranchant	$V = V_0 = \frac{(G + Q).L}{2}$	$V = 1,1.V_0$

A partir de ces sollicitations, on utilisera les formules suivantes pour prédimensionner la poutre :

- $b.h \geq 0,6.V$
- $b.h^2 \geq 0,5.M$

La condition de flèche nous impose :  $bh^3 \geq 0,05.M.L$

### 1.2.2.4. Critères de protection au feu.

Les règles simples pour les poutres et les poutrelles en béton armé sont données au chapitre 7.51 du DTU.

Elles sont résumées par le tableau ci-après et définissent :

- $h_2 + e$  : épaisseur minimale.
- $b$  : largeur minimale (éventuellement  $b_0$  et  $h_0$ ).
- Le nombre minimal de lits inférieurs.
- La distance utile « u ».
- La longueur des chapeaux (dans le cas d'une poutre continue) exprimée par  $\frac{l_{sw} + l_{se}}{l}$  (l étant la travée de la poutre).
- La distance utile «  $u_t$  » des armatures transversales.

Les valeurs de  $h_2 + e$  et de  $u_t$  sont définis directement par les tableaux.

Les autres valeurs sont définies dans deux cas :

- Pour une poutre isostatique, correspondant à  $\frac{M_w + M_e}{2.M_0} = 0$ .
- Pour une poutre continue, telle que  $\frac{M_w + M_e}{2.M_0} \geq 0,5$ .

Pour chacun des cas, la valeur de « u » est interpolée en fonction de la largeur b, comprise entre la valeur minimale et le maximum de 1,00 mètre et 1,5 $h_1$ .

On procède ensuite par interpolation linéaire pour des valeurs intermédiaires de  $\frac{M_w + M_e}{2.M_0}$ .

#### Extrait du DTU feu

e	épaisseur de la chape et de son revêtement en cm
d	hauteur utile
$M_0$	moment isostatique sous les charges permanentes et les charges variables suivant les indications du chapitre 5
$M_w$ et $M_e$	moments de flexion équilibrés par les aciers sur appuis de longueur libre à l'intérieur de la travée considérée $l_{sw}$ et $l_{se}$
V	effort tranchant une fois déduite la transmission directe
$\tau$	contrainte tangente conventionnelle correspondante
	$\tau = \frac{V}{bd}$ (b, ou $b_0$ s'il y a un talon)

Commentaire

Il s'agit de la contrainte tangente conventionnelle, telle qu'elle est définie par les Règles BAEL.

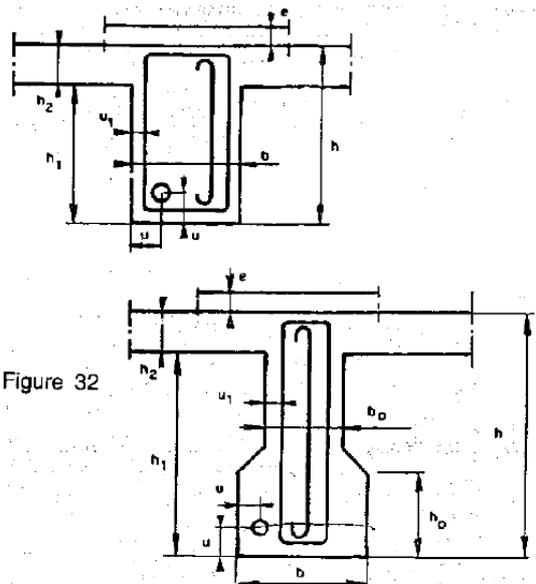


Figure 32

F		1/2 h	1 h	1h1/2	2 h	3 h	4 h
Épaisseur minimale (h <sub>z</sub> + e) cm	Entraxe des poutrelles au plus égal à 2,5 m .....	5	6	8	10	14	16,5
	Entraxe des poutrelles supérieur à 2,5 m .....	6	7	9	11	15	17,5
	Poutres croisées avec un espacement maximal de 2,5 m dans chaque sens .....	4	5	7	9	13	15,5
$\frac{M_w + M_e}{2M_o} = 0$	Poutres rectangulaires	12	16	20	24	32	40
	b minimal en cm .....	8	10	12	14	16	18
	Poutres à talon	16	20	24	32	40	50
	b minimal en cm .....	8	10	12	14	16	18
	b <sub>o</sub> minimal en cm .....	5	8	12	20	32	50
	h <sub>o</sub> minimal en cm .....	2	2	2	3	3	4
	Nombre minimal de lits inférieurs	2,5	4	5,5	6,5	8,0	9,0
	avec b minimal .....	2	2	2	3	4	5
	et avec un nombre minimal de barres par lit de : .....						
	u (cm)						
$\frac{M_w + M_e}{2M_o} \geq 0,5$	Poutres rectangulaires	8	11	14	17	23	29
	b minimal en cm .....	8	10	12	14	16	18
	Poutres à talon	12	16	20	24	32	40
	b minimal en cm .....	8	10	12	14	16	18
	b <sub>o</sub> minimal en cm .....	5	8	12	20	32	50
	h <sub>o</sub> minimal en cm .....	2	2	2	3	3	4
	Nombre minimal de lits inférieurs	2,5	2,5	3,3	4,0	5,2	6,0
	avec b minimal .....	2	2	2	3	3	4
	et avec un nombre minimal de barres par lit de : .....						
	u (cm)						
u <sub>1</sub> (cm)	$\tau \leq 0,03f_{cj}$ ou béton précontraint classes f et II .....	1,5	2	néant	3	3	3,5
	si tout en cadres .....			2,5			
	si 40 % au moins en étriers ou épingles .....	1,5	2	néant	3	3	3,5
	$0,03f_{cj} < \tau \leq 0,1f_{cj}$ .....			2,5			
	$0,1f_{cj} < \tau \leq 0,15f_{cj}$ Il faut au moins 40 % en étriers et épingles .....			2,5			

### 1.2.2.5. Dispositions PS92

Conformément aux règles PS92 pour les éléments fléchis dit « principaux » (vis-à-vis du contreventement), les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions suivantes :

- Les dimensions minimales de la section (largeur et hauteur) sont de 25cm.
- La section normale de béton doit être supérieure à 625 cm².
- Dans le cas d'une poutre en I, la largeur de l'âme doit être supérieure à 15 cm.

### 1.2.3. Prédimensionnement des poteaux

#### 1.2.3.1. Dimensionnement rapide

La section B d'un poteau, exprimée en m<sup>2</sup>, peut être déterminée par la formule :

$$B \geq \frac{N}{10}$$

N représente la charge correspondant à la superficie totale des planchers supportés par le poteau. Cette charge doit être exprimée en MN.

Attention, ce dimensionnement est très grossier et il est préférable de prédimensionner un poteau en déterminant sa capacité portante.

#### 1.2.3.2. Dimensionnement en fonction des sollicitations.

La capacité portante d'un poteau, sollicité en compression simple, est calculée à partir de la formule suivante :

$$N_u = \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

avec :

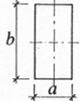
- $N_u$  : effort normal agissant à l'ELU
- $B_r$  : section réduite du béton par déduction d'une bande de 1 cm à la périphérie du poteau.  
Par exemple pour une section  $B = 30 \times 60$  on a  $B_r = 28 \times 58$
- $A$  : Section d'armatures longitudinales
- $\gamma_b = 1,50$  pour les cas courants
- $\gamma_s = 1,15$  pour les cas courants
- $\alpha$  : coefficient, fonction de  $\lambda$ , pour un chargement appliqué à 90 jours, tel que :

$$\begin{aligned} \circ \quad \lambda < 50 \quad \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ \circ \quad 50 < \lambda \leq 70 \quad \alpha &= 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{aligned}$$

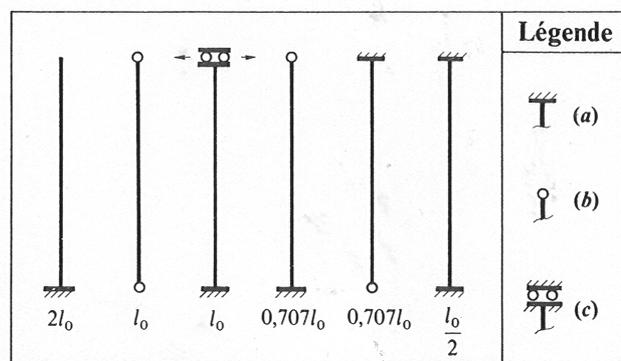
$\alpha$  est à diviser :

- par 1,10, si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours
- par 1,20, si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours avec utilisation de  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$

Pour rappel,  $\lambda$  représente l'élanement du poteau et peut être défini par le tableau suivant :

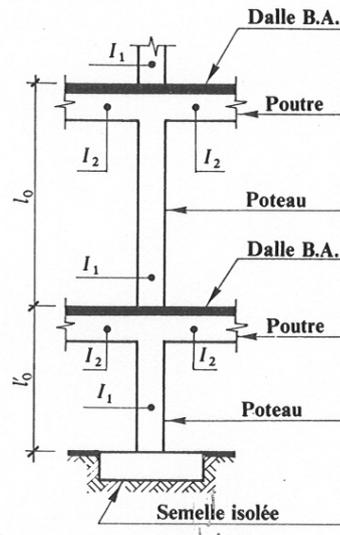
	Forme de la section	$I_{min}$	$B$	$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	$\lambda \leq 50$ si :	$\lambda \leq 70$ si :
1		$\frac{a^4}{12}$	$a \times a$	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	$\frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$	$\frac{l_f}{a} \leq 14,434$	$\frac{l_f}{a} \leq 20,207$
2		$\frac{a^3b}{12}$	$a \times b$	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	id°	id°	id°
3		$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4l_f}{D}$	$\frac{l_f}{D} \leq 12,5$	$\frac{l_f}{D} \leq 17,5$
4		$\frac{5}{16} \sqrt{3} a^4$ ou $\approx 0,541 a^4$	$\frac{3}{2} \sqrt{3} a^2$ ou $2,598 a^2$	0,456a	$\frac{l_f}{0,456a}$	$\frac{l_f}{a} \leq 22,8$	$\frac{l_f}{a} \leq 31,92$

On voit que l'élanement est notamment fonction de la longueur de flambement du poteau. On rappelle que cette longueur de flambement est fonction des conditions aux limites du poteau en question :



(a) encastrement (b) articulation (c) encastrement et déplacement possible par translation

Dans le cas de poteaux de bâtiment, on appelle longueur libre  $l_0$  la longueur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs :



Et on prend de façon forfaitaire :

- $I_f = 0,7 I_0$  pour les poteaux à l'intérieur assemblés à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur.
- $I_f = I_0$  pour les poteaux d'extrémités ou de rive

Lorsque l'on a une section d'armature théorique nulle ( $A=0$ ), le poteau est dit en « pourcentage minimum » et l'on placera la section suivante :

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre} \\ 0,2 \frac{B}{100} \end{array} \right.$$

Pour simplifier l'expression (1), nous allons introduire les contraintes limites des matériaux :

- $F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{c28} = \frac{\theta \cdot \gamma_b \cdot f_{bu}}{0.85}$
- $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\theta$  est fonction de la durée de la charge (cf chapitre 3) et est égal à :

Durée	>24h	24h > ... >1h	<1h
$\theta$	1,0	0,9	0,85

On injecte ces valeurs dans l'expression (1) et on obtient la formule suivante :

$$\bullet \quad N_u = \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot \theta \cdot \gamma_b \cdot f_{bu}}{0,9 \cdot 0,85 \cdot \gamma_b} + A \cdot f_{ed} \right] \Rightarrow \frac{N_u}{\alpha} = \left[ \frac{B_r \cdot \theta \cdot f_{bu}}{0,9 \times 0,85} + A \cdot f_{ed} \right]$$

En multipliant par 0,85 les deux termes de l'expression, on obtient :

$$\bullet \quad \frac{0,85 \cdot N_u}{\alpha} = \left[ \frac{B_r \cdot \theta \cdot f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot A \cdot f_{ed} \right] \quad (2)$$

On pose alors :

$$\bullet \quad \beta = \frac{0,85}{\alpha}$$

De plus, le coefficient  $\alpha$  doit être divisé par un coefficient que l'on note « k » :

- par 1,10, si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours
- par 1,20, si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours avec utilisation de  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$
- $k=1$  dans les autres cas.

En injectant k et  $\alpha$  dans l'équation (2), on obtient :

$$\bullet \quad k \cdot \beta \cdot N_u = \left[ \frac{B_r \cdot \theta \cdot f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot A \cdot f_{ed} \right] \quad (3)$$

On inverse l'expression (3) pour en déduire la section de béton réduite :

$$\bullet \quad B_r = \frac{0,9}{\theta \cdot f_{bu}} [k \cdot \beta \cdot N_u - 0,85 \cdot A \cdot f_{ed}]$$

Cette expression peut également s'écrire :

$$\bullet \quad B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{A}{B_r} \cdot f_{ed}} \quad (4)$$

On voit que cette expression ne peut pas être directement résolue car il y a deux termes qui font intervenir les dimensions du poteau :

- La section réduite  $B_r$ .
- Le coefficient  $\beta$  qui dépend de  $\alpha$  et donc de l'élanement fonction lui-même des dimensions du poteau.

Le prédimensionnement d'un poteau ne peut donc se faire que par un calcul itératif.

Voici quelques règles à définir pour prédimensionner un poteau en compression simple :

- On se fixe au préalable une forme de poteau : carré-rectangulaire, circulaire ou autre.
- On peut avoir différentes hypothèses ou contraintes sur le coffrage : dimensions entièrement libres ou au contraire une des deux dimensions imposées.
- Il est usuel de se fixer un élancement dès le départ, par exemple un élancement de  $\lambda = 35$  permet de prendre en compte toutes les armatures dans la résistance du poteau.

En ce qui concerne la quantité d'armatures, on a en général deux cas de figure possibles :

- On effectue un prédimensionnement en pourcentage minimum, c'est-à-dire  $A=0$  dans l'expression (4).
- On se fixe un pourcentage d'armatures (entre 1 et 3%) pour réduire les quantités de béton.

### 1.2.3.3. Dimensionnement par abaques

Comme nous l'avons vu précédemment, le dimensionnement d'un poteau par les formules analytiques est un processus itératif.

Un moyen plus rapide consiste à utiliser les tableaux ci-dessous, établis par Thonier, pour les hypothèses suivantes :

- Béton  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .
- Longueurs de flambement de 2.5m, 2.75m, 3m et 4m.
- Valeurs données en fonction de l'effort normal à l'ELU.
- 3 valeurs possibles, en fonction des armatures à mettre en place :
  - Pourcentage minimum indiqué ci-dessus.
  - 1% d'acier.
  - 3% d'acier.

(Voir tableaux ci-après)

POTEAU RECTANGULAIRE – CHARGE ULTIME en MN – $L = 2,50\text{ m}$ – $f_{ce} = 25\text{ MPa}$ – $f_c = 400\text{ MPa}$ (% mini, 1 %, 3 %)																		
$\frac{h}{a}$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,2	0,24	0,46	0,58	0,70	0,82	0,93	1,05	1,17	1,29	1,40	1,52	1,64	1,76	1,87	1,99	2,11	2,23	2,34
	0,24	0,48	0,51	0,74	0,87	1,01	1,14	1,27	1,40	1,53	1,66	1,79	1,92	2,05	2,19	2,32	2,45	2,58
	0,34	0,66	0,84	1,01	1,19	1,37	1,54	1,72	1,90	2,07	2,25	2,43	2,60	2,78	2,95	3,13	3,31	3,48
0,3	0,36	0,70	0,96	1,21	1,42	1,62	1,82	2,03	2,23	2,44	2,64	2,85	3,05	3,26	3,46	3,66	3,87	4,07
	0,37	0,74	1,03	1,32	1,55	1,79	2,02	2,25	2,49	2,72	2,95	3,18	3,42	3,65	3,88	4,12	4,35	4,58
	0,51	1,01	1,40	1,79	2,10	2,41	2,72	3,03	3,34	3,65	3,97	4,28	4,59	4,90	5,21	5,52	5,83	6,14
0,4	0,48	0,93	1,28	1,62	1,96	2,29	2,58	2,86	3,15	3,44	3,73	4,02	4,31	4,60	4,89	5,18	5,46	5,75
	0,51	1,01	1,40	1,79	2,17	2,55	2,88	3,22	3,55	3,89	4,21	4,55	4,88	5,21	5,55	5,88	6,21	6,54
	0,69	1,37	1,89	2,41	2,92	3,43	3,87	4,31	4,76	5,20	5,64	6,09	6,53	6,97	7,41	7,86	8,30	8,74
0,5	0,60	1,17	1,60	2,03	2,45	2,86	3,28	3,68	4,05	4,43	4,80	5,17	5,54	5,91	6,28	6,65	7,03	7,40
	0,64	1,27	1,76	2,25	2,74	3,22	3,69	4,16	4,59	5,02	5,45	5,88	6,31	6,75	7,18	7,61	8,04	8,47
	0,87	1,72	2,38	3,03	3,68	4,31	4,95	5,57	6,14	6,71	7,29	7,86	8,43	9,00	9,57	10,14	10,71	11,29
0,6	0,72	1,40	1,92	2,44	2,94	3,44	3,94	4,43	4,91	5,40	5,85	6,30	6,75	7,21	7,66	8,11	8,57	9,02
	0,77	1,53	2,13	2,72	3,30	3,88	4,45	5,02	5,59	6,15	6,68	7,20	7,73	8,25	8,79	9,31	9,84	10,37
	1,05	2,07	2,87	3,66	4,43	5,20	5,96	6,71	7,46	8,21	8,91	9,61	10,31	11,00	11,70	12,40	13,10	13,80
0,7	0,84	1,54	2,25	2,85	3,44	4,02	4,60	5,17	5,74	6,30	6,86	7,42	7,96	8,49	9,03	9,56	10,10	10,64
	0,90	1,79	2,49	3,18	3,87	4,55	5,22	5,88	6,55	7,20	7,85	8,51	9,14	9,76	10,38	11,01	11,63	12,25
	1,23	2,43	3,36	4,28	5,19	6,09	6,97	7,86	8,73	9,61	10,48	11,34	12,17	12,99	13,82	14,64	15,47	16,29
0,8	0,96	1,87	2,57	3,26	3,93	4,60	5,26	5,91	6,56	7,21	7,85	8,49	9,13	9,77	10,39	11,02	11,64	12,27
	1,03	2,05	2,86	3,65	4,44	5,21	5,98	6,75	7,50	8,26	9,01	9,76	10,51	11,25	11,97	12,69	13,41	14,13
	1,41	2,78	3,84	4,90	5,94	6,97	7,99	9,00	10,00	11,00	12,00	12,99	13,98	14,97	15,92	16,87	17,82	18,77
0,9	1,08	2,11	2,89	3,66	4,42	5,18	5,92	6,65	7,38	8,11	8,84	9,56	10,29	11,02	11,75	12,48	13,19	13,90
	1,18	2,32	3,22	4,12	5,00	5,88	6,75	7,61	8,46	9,31	10,16	11,01	11,85	12,69	13,53	14,37	15,18	15,99
	1,59	3,13	4,33	5,52	6,70	7,88	9,00	10,14	11,28	12,40	13,52	14,64	15,76	16,87	17,98	19,09	20,16	21,24
1,0	1,21	2,34	3,21	4,07	4,92	5,75	6,58	7,40	8,21	9,02	9,82	10,64	11,46	12,27	13,08	13,90	14,71	15,52
	1,30	2,59	3,50	4,56	5,57	6,54	7,51	8,47	9,42	10,37	11,31	12,25	13,19	14,13	15,06	15,99	16,93	17,85
	1,77	3,48	4,82	6,14	7,45	8,74	10,02	11,29	12,55	13,80	15,05	16,29	17,53	18,77	20,00	21,24	22,47	23,70
1,1	1,33	2,58	3,54	4,48	5,41	6,33	7,24	8,14	9,03	9,92	10,82	11,72	12,62	13,52	14,42	15,31	16,21	17,10
	1,43	2,84	3,95	5,05	6,14	7,21	8,27	9,33	10,38	11,42	12,46	13,50	14,53	15,56	16,59	17,62	18,65	19,67
	1,94	3,84	5,31	6,77	8,20	9,63	11,03	12,43	13,82	15,20	16,57	17,94	19,31	20,67	22,03	23,39	24,74	26,10
1,2	1,45	2,81	3,86	4,89	5,91	6,91	7,90	8,88	9,86	10,83	11,82	12,81	13,79	14,77	15,75	16,73	17,71	18,68
	1,58	3,10	4,31	5,51	6,70	7,87	9,04	10,19	11,34	12,48	13,61	14,75	15,87	17,00	18,12	19,25	20,37	21,49
	2,12	4,19	5,60	7,39	8,96	10,51	12,05	13,57	15,09	16,59	18,10	19,59	21,08	22,57	24,06	25,54	27,02	28,50
1,3	1,57	3,05	4,16	5,30	6,40	7,49	8,56	9,63	10,68	11,75	12,82	13,89	14,95	16,02	17,09	18,15	19,21	20,27
	1,69	3,37	4,68	5,98	7,27	8,54	9,80	11,05	12,29	13,53	14,76	15,99	17,22	18,44	19,66	20,87	22,09	23,30
	2,30	4,54	6,29	8,01	9,71	11,40	13,06	14,72	16,36	17,99	19,62	21,24	22,86	24,47	26,08	27,69	29,29	30,90
1,4	1,69	3,29	4,50	5,71	6,89	8,06	9,22	10,37	11,51	12,65	13,82	14,98	16,13	17,28	18,42	19,56	20,71	21,85
	1,82	3,63	5,04	6,45	7,83	9,21	10,56	11,91	13,25	14,59	15,91	17,24	18,56	19,87	21,19	22,50	23,81	25,12
	2,48	4,90	6,77	8,63	10,47	12,28	14,06	15,86	17,63	19,39	21,14	22,89	24,63	26,37	28,11	29,84	31,57	33,30
1,5	1,81	3,52	4,83	6,12	7,39	8,64	9,88	11,11	12,34	13,58	14,82	16,06	17,30	18,53	19,76	20,98	22,21	23,43
	1,95	3,89	5,41	6,91	8,40	9,87	11,33	12,77	14,21	15,64	17,06	18,48	19,90	21,31	22,72	24,13	25,53	26,94
	2,66	5,25	7,26	9,26	11,22	13,17	15,09	17,00	18,90	20,79	22,67	24,54	26,41	28,27	30,13	31,99	33,85	35,70
1,6	1,93	3,75	5,15	6,53	7,89	9,22	10,54	11,85	13,17	14,50	15,82	17,15	18,46	19,78	21,09	22,40	23,71	25,01
	2,09	4,15	5,77	7,38	8,97	10,54	12,09	13,64	15,17	16,70	18,22	19,73	21,24	22,75	24,25	25,75	27,25	28,75
	2,84	5,60	7,75	9,88	11,90	14,05	16,11	18,14	20,17	22,19	24,19	26,19	28,19	30,17	32,16	34,14	36,12	38,10
1,7	2,05	3,99	5,47	6,90	8,37	9,80	11,20	12,60	14,00	15,42	16,82	18,23	19,63	21,03	22,42	23,82	25,21	26,60
	2,22	4,41	6,14	7,84	9,53	11,20	12,86	14,50	16,13	17,75	19,37	20,98	22,58	24,18	25,78	27,38	28,97	30,57
	3,02	5,95	8,24	10,50	12,73	14,94	17,12	19,29	21,44	23,58	25,72	27,84	29,96	32,08	34,19	36,29	38,40	40,50
1,8	2,17	4,22	5,79	7,34	8,87	10,37	11,86	13,34	14,83	16,33	17,83	19,31	20,80	22,28	23,76	25,23	26,71	28,18
	2,35	4,68	6,50	8,31	10,10	11,87	13,62	15,36	17,09	18,80	20,52	22,22	23,92	25,62	27,32	29,01	30,70	32,38
	3,20	6,31	8,73	11,12	13,49	15,82	18,14	20,43	22,71	24,98	27,24	29,49	31,74	33,98	36,21	38,44	40,67	42,90
1,9	2,29	4,46	6,12	7,75	9,36	10,95	12,52	14,08	15,67	17,25	18,83	20,40	21,97	23,53	25,09	26,65	28,21	29,76
	2,48	4,94	6,87	8,78	10,67	12,53	14,38	16,22	18,04	19,86	21,67	23,47	25,27	27,06	28,85	30,63	32,42	34,20
	3,37	6,66	9,21	11,74	14,24	16,71	19,15	21,57	23,98	26,38	28,76	31,14	33,51	35,88	38,24	40,59	42,95	45,30
2,0	2,41	4,69	6,44	8,16	9,85	11,53	13,19	14,83	16,50	18,17	19,83	21,48	23,14	24,78	26,43	28,07	29,71	31,34
	2,61	5,20	7,23	9,24	11,23	13,20	15,15	17,08	19,00	20,91	22,82	24,71	26,61	28,50	30,38	32,26	34,14	36,02
	3,55	7,01	9,70	12,37	14,99	17,59	20,16	22,72	25,25	27,78	30,26	32,79	35,29	37,78	40,26	42,75	45,22	47,70

POTEAU RECTANGULAIRE – CHARGE ULTIME en MN – $L = 2,75\text{ m}$ – $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ – $f_e = 400\text{ MPa}$ (% mini, 1 %, 3 %)																		
$\frac{b}{a}$	$\alpha$	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,2	0,20	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00	1,11	1,23	1,34	1,45	1,56	1,67	1,79	1,90	2,01	2,12	2,23
	0,30	0,46	0,58	0,71	0,83	0,96	1,08	1,21	1,33	1,46	1,58	1,71	1,83	1,96	2,08	2,21	2,33	2,46
	0,28	0,63	0,80	0,97	1,14	1,30	1,47	1,64	1,81	1,98	2,14	2,31	2,48	2,65	2,82	2,98	3,15	3,32
0,3	0,30	0,67	0,92	1,18	1,38	1,58	1,78	1,98	2,18	2,38	2,58	2,78	2,98	3,18	3,37	3,57	3,77	3,97
	0,31	0,71	1,00	1,29	1,52	1,74	1,97	2,20	2,42	2,65	2,88	3,11	3,33	3,56	3,79	4,02	4,24	4,47
	0,43	0,97	1,35	1,75	2,05	2,35	2,65	2,95	3,26	3,57	3,87	4,17	4,48	4,78	5,08	5,39	5,69	5,99
0,4	0,40	0,89	1,24	1,58	1,92	2,25	2,54	2,82	3,11	3,39	3,68	3,96	4,25	4,53	4,81	5,10	5,38	5,67
	0,42	0,96	1,35	1,74	2,13	2,51	2,84	3,17	3,50	3,82	4,15	4,48	4,81	5,14	5,46	5,79	6,12	6,45
	0,57	1,30	1,83	2,35	2,87	3,38	3,82	4,25	4,69	5,12	5,56	6,00	6,43	6,87	7,30	7,74	8,18	8,61
0,5	0,50	1,11	1,55	1,98	2,40	2,82	3,24	3,65	4,01	4,38	4,75	5,12	5,49	5,85	6,22	6,59	6,96	7,33
	0,53	1,21	1,70	2,20	2,69	3,17	3,65	4,12	4,55	4,97	5,40	5,83	6,25	6,68	7,11	7,53	7,96	8,39
	0,72	1,64	2,30	2,95	3,61	4,25	4,89	5,52	6,08	6,65	7,22	7,78	8,35	8,91	9,48	10,04	10,61	11,18
0,6	0,60	1,34	1,86	2,38	2,89	3,39	3,89	4,38	4,87	5,36	5,81	6,28	6,71	7,16	7,61	8,05	8,51	8,96
	0,64	1,46	2,05	2,65	3,24	3,82	4,40	4,97	5,54	6,11	6,63	7,16	7,68	8,20	8,73	9,25	9,77	10,30
	0,87	1,98	2,77	3,57	4,35	5,12	5,89	6,65	7,40	8,15	8,85	9,54	10,23	10,93	11,62	12,32	13,01	13,70
0,7	0,70	1,56	2,17	2,78	3,37	3,96	4,54	5,12	5,69	6,26	6,82	7,39	7,92	8,45	8,98	9,51	10,04	10,58
	0,74	1,71	2,41	3,11	3,80	4,48	5,16	5,83	6,49	7,16	7,81	8,47	9,09	9,71	10,33	10,95	11,57	12,19
	1,02	2,31	3,24	4,17	5,09	6,00	6,89	7,78	8,66	9,54	10,41	11,28	12,10	12,93	13,75	14,57	15,39	16,21
0,8	0,80	1,79	2,48	3,18	3,86	4,53	5,19	5,85	6,51	7,16	7,80	8,45	9,09	9,73	10,35	10,98	11,60	12,22
	0,85	1,96	2,76	3,55	4,35	5,14	5,91	6,68	7,44	8,20	8,96	9,71	10,46	11,21	11,92	12,64	13,36	14,07
	1,16	2,65	3,72	4,78	5,83	6,87	7,89	8,91	9,92	10,93	11,93	12,93	13,92	14,91	15,85	16,80	17,75	18,70
0,9	0,90	2,01	2,80	3,57	4,34	5,10	5,85	6,59	7,33	8,06	8,79	9,51	10,24	10,98	11,71	12,44	13,15	13,85
	0,95	2,21	3,11	4,02	4,91	5,79	6,67	7,53	8,39	9,25	10,10	10,95	11,80	12,64	13,48	14,32	15,13	15,94
	1,31	2,98	4,19	5,39	6,57	7,74	8,90	10,04	11,18	12,32	13,44	14,57	15,69	16,80	17,91	19,03	20,10	21,17
1,0	1,00	2,23	3,11	3,97	4,83	5,67	6,50	7,33	8,14	8,96	9,77	10,58	11,40	12,22	13,04	13,85	14,67	15,48
	1,07	2,46	3,47	4,47	5,46	6,45	7,42	8,39	9,34	10,30	11,25	12,19	13,13	14,07	15,01	15,94	16,88	17,81
	1,46	3,32	4,66	5,99	7,31	8,61	9,90	11,18	12,44	13,70	14,96	16,21	17,45	18,70	19,93	21,17	22,40	23,64
1,1	1,10	2,46	3,42	4,37	5,31	6,24	7,15	8,06	8,96	9,86	10,76	11,66	12,57	13,47	14,37	15,27	16,16	17,06
	1,18	2,71	3,82	4,92	6,02	7,10	8,18	9,24	10,29	11,34	12,39	13,43	14,47	15,50	16,54	17,57	18,59	19,62
	1,81	3,68	5,13	6,60	8,05	9,48	10,90	12,31	13,70	15,09	16,47	17,85	19,22	20,59	21,95	23,31	24,67	26,03
1,2	1,20	2,68	3,73	4,77	5,80	6,81	7,81	8,80	9,78	10,76	11,75	12,74	13,73	14,71	15,70	16,68	17,65	18,64
	1,29	2,96	4,17	5,38	6,58	7,76	8,93	10,09	11,24	12,39	13,53	14,67	15,80	16,93	18,06	19,19	20,31	21,43
	1,76	3,99	5,60	7,21	8,79	10,36	11,91	13,44	14,97	16,48	17,99	19,49	20,99	22,48	23,97	25,46	26,94	28,42
1,3	1,30	2,91	4,04	5,17	6,28	7,38	8,46	9,53	10,60	11,67	12,75	13,82	14,89	15,96	17,03	18,09	19,15	20,21
	1,40	3,21	4,52	5,83	7,13	8,41	9,68	10,94	12,20	13,44	14,68	15,91	17,14	18,37	19,59	20,81	22,03	23,24
	1,90	4,33	6,08	7,81	9,53	11,23	12,91	14,57	16,23	17,87	19,50	21,13	22,76	24,38	25,99	27,60	29,21	30,81
1,4	1,40	3,13	4,35	5,57	6,78	7,94	9,11	10,27	11,41	12,58	13,74	14,90	16,06	17,21	18,36	19,50	20,65	21,79
	1,51	3,48	4,88	6,29	7,69	9,07	10,44	11,80	13,15	14,49	15,82	17,15	18,47	19,80	21,11	22,43	23,74	25,05
	2,05	4,67	6,55	8,42	10,27	12,10	13,91	15,70	17,49	19,26	21,02	22,77	24,52	26,27	28,01	29,75	31,48	33,21
1,5	1,50	3,35	4,67	5,97	7,25	8,51	9,76	11,00	12,24	13,49	14,74	15,98	17,22	18,45	19,69	20,92	22,14	23,37
	1,62	3,71	5,23	6,74	8,24	9,73	11,19	12,65	14,10	15,53	16,96	18,39	19,81	21,23	22,64	24,05	25,46	26,87
	2,20	5,00	7,02	9,03	11,01	12,97	14,91	16,84	18,75	20,64	22,53	24,42	26,29	28,16	30,03	31,89	33,75	35,61
1,6	1,60	3,58	4,98	6,37	7,73	9,08	10,42	11,74	13,06	14,40	15,73	17,06	18,38	19,70	21,02	22,33	23,64	24,95
	1,73	3,96	5,58	7,20	8,80	10,38	11,95	13,50	15,05	16,58	18,11	19,63	21,15	22,66	24,17	25,67	27,18	28,68
	2,35	5,34	7,49	9,63	11,75	13,85	15,92	17,97	20,01	22,03	24,05	26,06	28,06	30,06	32,05	34,04	36,02	38,00
1,7	1,70	3,80	5,29	6,76	8,22	9,65	11,07	12,47	13,89	15,31	16,73	18,14	19,54	20,95	22,35	23,74	25,14	26,53
	1,83	4,21	5,93	7,65	9,35	11,04	12,70	14,36	16,00	17,63	19,25	20,87	22,48	24,09	25,69	27,30	28,89	30,49
	2,49	5,67	7,96	10,24	12,49	14,72	16,92	19,10	21,27	23,42	25,56	27,70	29,83	31,95	34,07	36,18	38,29	40,40
1,8	1,80	4,03	5,60	7,16	8,70	10,22	11,72	13,21	14,71	16,22	17,72	19,22	20,71	22,19	23,67	25,15	26,63	28,11
	1,94	4,46	6,28	8,11	9,91	11,69	13,46	15,21	16,95	18,68	20,40	22,11	23,82	25,52	27,22	28,92	30,61	32,30
	2,64	6,01	8,44	10,85	13,23	15,59	17,92	20,23	22,53	24,81	27,08	29,34	31,60	33,84	36,09	38,32	40,56	42,79
1,9	1,90	4,25	5,91	7,56	9,19	10,79	12,38	13,95	15,54	17,13	18,72	20,30	21,87	23,44	25,00	26,57	28,13	29,68
	2,05	4,71	6,64	8,56	10,47	12,35	14,21	16,06	17,90	19,72	21,54	23,35	25,15	26,95	28,75	30,54	32,33	34,11
	2,79	6,35	8,91	11,46	13,97	16,46	18,92	21,36	23,79	26,20	28,59	30,98	33,36	35,74	38,10	40,47	42,83	45,18
2,0	2,00	4,47	6,22	7,96	9,67	11,36	13,03	14,68	16,37	18,04	19,71	21,37	23,03	24,68	26,33	27,98	29,62	31,26
	2,16	4,96	6,99	9,02	11,02	13,00	14,97	16,91	18,85	20,77	22,68	24,59	26,49	28,38	30,27	32,16	34,04	35,92
	2,94	6,68	9,38	12,06	14,71	17,33	19,93	22,50	25,05	27,58	30,11	32,62	35,13	37,63	40,12	42,61	45,10	47,58

POTEAU RECTANGULAIRE – CHARGE ULTIME en MN – L = 3,00 m – $f_{cm} = 25$ MPa – $f_{yk} = 400$ MPa (% mini, 1 %, 3 %)																		
b \ h	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,2	0,17	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
	0,17	0,41	0,52	0,63	0,75	0,86	0,97	1,08	1,19	1,31	1,42	1,53	1,64	1,75	1,87	1,98	2,06	2,20
	0,23	0,57	0,72	0,87	1,02	1,17	1,32	1,47	1,62	1,77	1,92	2,07	2,22	2,37	2,52	2,67	2,82	2,97
0,3	0,25	0,60	0,89	1,15	1,34	1,54	1,73	1,93	2,12	2,32	2,51	2,70	2,90	3,09	3,29	3,48	3,67	3,87
	0,26	0,63	0,96	1,25	1,48	1,70	1,92	2,14	2,36	2,58	2,80	3,03	3,25	3,47	3,69	3,91	4,13	4,35
	0,36	0,87	1,31	1,70	1,99	2,29	2,59	2,88	3,16	3,47	3,77	4,05	4,36	4,65	4,95	5,25	5,54	5,84
0,4	0,33	0,80	1,19	1,54	1,88	2,22	2,56	2,78	3,05	3,34	3,62	3,90	4,18	4,46	4,74	5,02	5,30	5,58
	0,35	0,86	1,30	1,70	2,09	2,47	2,80	3,12	3,44	3,76	4,09	4,41	4,73	5,05	5,38	5,70	6,02	6,35
	0,48	1,17	1,76	2,29	2,81	3,33	3,75	4,18	4,61	5,04	5,47	5,90	6,33	6,76	7,19	7,62	8,05	8,48
0,5	0,42	1,00	1,49	1,93	2,36	2,78	3,20	3,61	3,97	4,34	4,70	5,05	5,43	5,79	6,16	6,52	6,88	7,25
	0,44	1,08	1,64	2,14	2,63	3,12	3,60	4,08	4,50	4,92	5,34	5,77	6,19	6,61	7,03	7,45	7,88	8,30
	0,61	1,47	2,22	2,88	3,54	4,18	4,82	5,46	6,02	6,58	7,14	7,70	8,26	8,82	9,38	9,94	10,50	11,06
0,6	0,50	1,20	1,79	2,32	2,83	3,34	3,84	4,34	4,83	5,32	5,76	6,21	6,66	7,10	7,55	8,00	8,44	8,89
	0,53	1,31	1,98	2,58	3,18	3,76	4,35	4,92	5,49	6,06	6,58	7,10	7,62	8,14	8,66	9,18	9,70	10,22
	0,73	1,77	2,68	3,47	4,26	5,04	5,81	6,58	7,34	8,09	8,78	9,47	10,16	10,85	11,54	12,22	12,91	13,60
0,7	0,59	1,40	2,10	2,70	3,30	3,90	4,48	5,06	5,64	6,21	6,78	7,35	7,87	8,40	8,93	9,46	9,99	10,52
	0,63	1,53	2,32	3,03	3,72	4,41	5,09	5,77	6,44	7,10	7,76	8,42	9,04	9,66	10,27	10,89	11,51	12,12
	0,85	2,07	3,13	4,05	4,99	5,90	6,80	7,70	8,59	9,47	10,35	11,22	12,04	12,85	13,67	14,49	15,30	16,12
0,8	0,67	1,60	2,40	3,09	3,78	4,46	5,13	5,79	6,45	7,10	7,75	8,40	9,05	9,69	10,31	10,93	11,55	12,17
	0,72	1,75	2,68	3,47	4,27	5,05	5,84	6,61	7,38	8,14	8,90	9,66	10,41	11,16	11,87	12,59	13,30	14,01
	0,98	2,37	3,59	4,65	5,71	6,76	7,79	8,82	9,84	10,85	11,85	12,85	13,85	14,84	15,79	16,73	17,67	18,62
0,9	0,75	1,80	2,70	3,48	4,26	5,02	5,77	6,52	7,26	8,00	8,73	9,46	10,19	10,93	11,66	12,40	13,10	13,81
	0,81	1,98	3,00	3,91	4,81	5,70	6,59	7,45	8,32	9,18	10,04	10,89	11,74	12,59	13,43	14,27	15,08	15,89
	1,10	2,67	4,04	5,25	6,44	7,62	8,78	9,94	11,09	12,22	13,36	14,49	15,61	16,73	17,85	18,96	20,03	21,10
1,0	0,84	2,00	3,00	3,87	4,73	5,58	6,42	7,25	8,07	8,89	9,70	10,52	11,35	12,17	12,99	13,81	14,62	15,44
	0,90	2,20	3,34	4,35	5,35	6,35	7,33	8,30	9,26	10,22	11,17	12,12	13,07	14,01	14,95	15,89	16,83	17,76
	1,23	2,97	4,50	5,84	7,16	8,48	9,77	11,06	12,33	13,60	14,86	16,12	17,37	18,62	19,86	21,10	22,34	23,57
1,1	0,92	2,20	3,30	4,26	5,20	6,14	7,08	7,98	8,88	9,78	10,69	11,60	12,51	13,41	14,31	15,21	16,11	17,01
	0,99	2,43	3,68	4,80	5,90	6,99	8,07	9,14	10,20	11,26	12,31	13,36	14,40	15,44	16,47	17,51	18,54	19,57
	1,35	3,28	4,95	6,43	7,89	9,33	10,76	12,18	13,58	14,96	16,37	17,75	19,13	20,50	21,87	23,24	24,60	25,96
1,2	1,01	2,40	3,60	4,65	5,68	6,70	7,71	8,70	9,69	10,68	11,68	12,67	13,66	14,65	15,64	16,62	17,60	18,58
	1,08	2,65	4,02	5,24	6,44	7,64	8,82	9,99	11,15	12,30	13,45	14,59	15,73	16,86	17,99	19,12	20,25	21,37
	1,47	3,58	5,41	7,02	8,61	10,19	11,75	13,30	14,83	16,36	17,87	19,38	20,89	22,39	23,88	25,37	26,86	28,35
1,3	1,09	2,60	3,90	5,03	6,15	7,26	8,35	9,43	10,50	11,58	12,66	13,74	14,82	15,89	16,96	18,03	19,09	20,16
	1,17	2,87	4,36	5,68	6,99	8,28	9,56	10,83	12,09	13,34	14,58	15,82	17,06	18,29	19,51	20,74	21,96	23,18
	1,60	3,88	5,86	7,61	9,34	11,05	12,74	14,42	16,08	17,74	19,38	21,02	22,65	24,27	25,89	27,51	29,12	30,73
1,4	1,17	2,80	4,20	5,42	6,63	7,82	8,99	10,16	11,31	12,48	13,65	14,82	15,98	17,13	18,29	19,44	20,59	21,73
	1,27	3,10	4,70	6,12	7,53	8,93	10,31	11,67	13,03	14,38	15,72	17,05	18,39	19,71	21,03	22,35	23,67	24,99
	1,72	4,18	6,32	8,20	10,07	11,91	13,73	15,54	17,33	19,11	20,88	22,65	24,41	26,16	27,90	29,65	31,39	33,12
1,5	1,26	3,00	4,50	5,81	7,10	8,38	9,64	10,89	12,13	13,37	14,64	15,89	17,13	18,37	19,61	20,85	22,08	23,31
	1,36	3,32	5,04	6,57	8,08	9,57	11,05	12,52	13,97	15,42	16,86	18,29	19,71	21,14	22,55	23,97	25,38	26,79
	1,85	4,48	6,77	8,79	10,79	12,77	14,72	16,65	18,58	20,49	22,39	24,28	26,16	28,04	29,91	31,78	33,65	35,51
1,6	1,34	3,20	4,80	6,20	7,58	8,94	10,28	11,62	12,95	14,29	15,63	16,96	18,29	19,62	20,94	22,25	23,57	24,88
	1,45	3,54	5,38	7,01	8,62	10,22	11,80	13,36	14,91	16,46	17,99	19,52	21,04	22,56	24,08	25,59	27,09	28,60
	1,97	4,78	7,23	9,38	11,52	13,63	15,71	17,78	19,83	21,87	23,90	25,91	27,92	29,93	31,93	33,92	35,91	37,90
1,7	1,42	3,40	5,10	6,59	8,05	9,50	10,93	12,34	13,77	15,20	16,62	18,04	19,45	20,86	22,26	23,66	25,06	26,45
	1,54	3,77	5,72	7,45	9,17	10,86	12,54	14,20	15,86	17,50	19,13	20,75	22,37	23,99	25,60	27,20	28,81	30,41
	2,10	5,08	7,68	9,97	12,24	14,48	16,70	18,90	21,06	23,25	25,40	27,55	29,68	31,81	33,94	36,06	38,17	40,28
1,8	1,51	3,61	5,40	6,98	8,53	10,06	11,57	13,07	14,59	16,10	17,61	19,11	20,61	22,10	23,58	25,07	26,55	28,03
	1,63	3,99	6,06	7,89	9,71	11,51	13,29	15,05	16,80	18,54	20,27	21,99	23,70	25,41	27,12	28,82	30,52	32,21
	2,22	5,38	8,14	10,96	12,97	15,34	17,69	20,02	22,33	24,62	26,91	29,18	31,44	33,70	35,95	38,19	40,43	42,67
1,9	1,59	3,81	5,71	7,36	9,00	10,62	12,22	13,80	15,40	17,00	18,60	20,18	21,76	23,34	24,91	26,48	28,04	29,60
	1,72	4,22	6,40	8,34	10,26	12,15	14,03	15,89	17,74	19,58	21,40	23,22	25,03	26,84	28,64	30,43	32,23	34,02
	2,34	5,68	8,59	11,16	13,69	16,20	18,68	21,14	23,58	26,00	28,41	30,81	33,20	35,58	37,96	40,33	42,70	45,06
2,0	1,68	4,01	6,01	7,75	9,48	11,18	12,86	14,53	16,22	17,91	19,59	21,26	22,92	24,58	26,23	27,88	29,53	31,18
	1,82	4,44	6,74	8,78	10,80	12,80	14,78	16,74	18,68	20,61	22,54	24,45	26,36	28,26	30,16	32,05	33,94	35,82
	2,47	5,99	9,05	11,75	14,42	17,06	19,67	22,26	24,83	27,38	29,92	32,44	34,96	37,47	39,97	42,47	44,96	47,45

POTEAU RECTANGULAIRE – CHARGE ULTIME en MN – $l = 4,00\text{ m}$ – $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ – $f_e = 400\text{ MPa}$ (% mini, 1 %, 3 %)																		
$\frac{a}{b}$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,2	0,09	0,22	0,28	0,34	0,39	0,45	0,50	0,56	0,62	0,67	0,73	0,79	0,84	0,90	0,96	1,01	1,07	1,13
	0,09	0,23	0,29	0,36	0,42	0,48	0,55	0,61	0,67	0,73	0,80	0,86	0,92	0,99	1,05	1,11	1,16	1,24
	0,13	0,32	0,40	0,49	0,57	0,66	0,74	0,83	0,91	1,00	1,08	1,16	1,25	1,33	1,42	1,50	1,59	1,67
0,3	0,14	0,34	0,66	1,02	1,19	1,36	1,54	1,71	1,88	2,05	2,23	2,40	2,57	2,74	2,91	3,09	3,26	3,43
	0,15	0,36	0,71	1,11	1,31	1,51	1,70	1,90	2,09	2,29	2,49	2,68	2,88	3,08	3,27	3,47	3,66	3,86
	0,20	0,49	0,96	1,51	1,77	2,03	2,29	2,56	2,82	3,08	3,34	3,60	3,87	4,13	4,39	4,65	4,91	5,18
0,4	0,19	0,45	0,88	1,36	1,71	2,06	2,32	2,58	2,84	3,10	3,36	3,62	3,88	4,14	4,40	4,66	4,92	5,18
	0,20	0,48	0,96	1,51	1,90	2,30	2,60	2,90	3,19	3,49	3,79	4,09	4,39	4,69	4,99	5,29	5,59	5,89
	0,27	0,66	1,30	2,03	2,56	3,09	3,49	3,88	4,28	4,68	5,08	5,48	5,88	6,27	6,67	7,07	7,47	7,87
0,5	0,23	0,56	1,10	1,71	2,15	2,58	3,01	3,43	3,78	4,13	4,47	4,82	5,16	5,51	5,86	6,20	6,55	6,89
	0,25	0,61	1,21	1,90	2,40	2,90	3,39	3,88	4,28	4,68	5,08	5,48	5,89	6,29	6,69	7,09	7,49	7,89
	0,34	0,83	1,64	2,56	3,22	3,88	4,54	5,19	5,73	6,26	6,79	7,32	7,85	8,39	8,92	9,45	9,99	10,52
0,6	0,28	0,67	1,32	2,05	2,58	3,10	3,61	4,13	4,63	5,13	5,56	5,99	6,42	6,86	7,29	7,72	8,15	8,58
	0,30	0,73	1,46	2,29	2,99	3,49	4,09	4,68	5,27	5,85	6,35	6,85	7,35	7,86	8,36	8,86	9,36	9,86
	0,41	1,00	1,97	3,08	3,99	4,68	5,47	6,26	7,04	7,81	8,47	9,14	9,80	10,47	11,13	11,80	12,46	13,13
0,7	0,33	0,79	1,54	2,40	3,01	3,62	4,22	4,82	5,41	5,99	6,57	7,15	7,75	8,18	8,69	9,21	9,73	10,25
	0,35	0,86	1,71	2,68	3,39	4,09	4,79	5,48	6,17	6,85	7,53	8,20	8,80	9,40	10,00	10,60	11,20	11,80
	0,48	1,16	2,31	3,60	4,54	5,48	6,41	7,32	8,23	9,14	10,03	10,93	11,72	12,52	13,31	14,10	14,90	15,69
0,8	0,38	0,90	1,76	2,74	3,44	4,14	4,83	5,51	6,19	6,86	7,52	8,18	8,84	9,49	10,10	10,71	11,31	11,92
	0,40	0,99	1,96	3,08	3,89	4,69	5,49	6,29	7,07	7,86	8,63	9,40	10,17	10,93	11,63	12,33	13,03	13,73
	0,55	1,33	2,64	4,13	5,20	6,27	7,34	8,39	9,43	10,47	11,49	12,52	13,53	14,54	15,46	16,39	17,31	18,23
0,9	0,42	1,01	1,969	3,09	3,88	4,66	5,43	6,20	6,96	7,72	8,47	9,21	9,96	10,71	11,45	12,20	12,89	13,58
	0,45	1,11	2,21	3,47	4,38	5,29	6,19	7,09	7,99	8,88	9,73	10,30	11,47	12,33	13,19	14,04	14,84	15,63
	0,62	1,50	2,98	4,65	5,86	7,07	8,27	9,45	10,63	11,80	12,95	14,10	15,25	16,39	17,52	18,65	19,70	20,75
1,0	0,47	1,13	2,21	3,43	4,31	5,18	6,04	6,89	7,74	8,58	9,41	10,25	11,09	11,92	12,75	13,58	14,41	15,23
	0,51	1,24	2,46	3,86	4,88	5,89	6,90	7,89	8,88	9,86	10,84	11,80	12,77	13,73	14,69	15,63	16,58	17,52
	0,69	1,67	3,31	5,18	6,53	7,87	9,20	10,52	11,83	13,13	14,41	15,69	16,97	18,23	19,50	20,75	22,01	23,26
1,1	0,52	1,24	2,43	3,78	4,74	5,70	6,65	7,59	8,52	9,44	10,38	11,29	12,22	13,14	14,05	14,97	15,88	16,78
	0,56	1,36	2,71	4,25	5,37	6,49	7,60	8,70	9,78	10,87	11,94	13,00	14,07	15,12	16,17	17,22	18,27	19,31
	0,76	1,84	3,65	5,70	7,19	8,66	10,13	11,59	13,03	14,46	15,87	17,28	18,69	20,08	21,47	22,86	24,24	25,61
1,2	0,57	1,35	2,65	4,12	5,17	6,22	7,25	8,28	9,29	10,30	11,32	12,34	13,35	14,35	15,35	16,35	17,35	18,34
	0,61	1,49	2,96	4,65	5,87	7,09	8,30	9,50	10,69	11,87	13,04	14,21	15,38	16,52	17,67	18,81	19,95	21,09
	0,83	2,01	3,98	6,23	7,85	9,46	11,06	12,65	14,22	15,79	17,33	18,87	20,40	21,93	23,45	24,96	26,47	27,97
1,3	0,61	1,46	2,87	4,46	5,60	6,74	7,86	8,97	10,07	11,17	12,28	13,38	14,48	15,57	16,65	17,74	18,81	19,89
	0,66	1,62	3,21	5,04	6,37	7,69	9,00	10,30	11,59	12,87	14,14	15,41	16,68	17,91	19,16	20,40	21,64	22,87
	0,90	2,18	4,32	6,75	8,51	10,26	12,00	13,72	15,42	17,11	18,79	20,46	22,12	23,78	25,42	27,06	28,70	30,33
1,4	0,66	1,58	3,09	4,81	6,04	7,26	8,47	9,66	10,85	12,05	13,24	14,43	15,61	16,78	17,95	19,12	20,28	21,44
	0,71	1,74	3,46	5,43	6,86	8,29	9,70	11,10	12,49	13,87	15,24	16,61	17,96	19,31	20,65	21,99	23,32	24,65
	0,97	2,35	4,65	7,27	9,17	11,06	12,93	14,78	16,62	18,44	20,25	22,05	23,84	25,62	27,40	29,16	30,92	32,68
1,5	0,71	1,59	3,32	5,16	6,47	7,78	9,07	10,36	11,63	12,92	14,20	15,47	16,74	18,00	19,25	20,51	21,75	23,00
	0,76	1,87	3,71	5,82	7,36	8,89	10,40	11,91	13,40	14,88	16,35	17,81	19,26	20,70	22,14	23,58	25,01	26,44
	1,04	2,52	4,93	7,80	9,83	11,85	13,86	15,85	17,82	19,77	21,71	23,64	25,56	27,47	29,37	31,26	33,15	35,04
1,6	0,75	1,80	3,54	5,50	6,90	8,30	9,68	11,05	12,42	13,79	15,16	16,52	17,87	19,21	20,55	21,89	23,22	24,55
	0,82	1,99	3,97	6,22	7,85	9,48	11,10	12,71	14,30	15,88	17,45	19,01	20,56	22,10	23,64	25,17	26,70	28,22
	1,11	2,69	5,32	8,32	10,49	12,65	14,79	16,91	19,02	21,10	23,17	25,23	27,28	29,32	31,35	33,37	35,38	37,39
1,7	0,80	1,92	3,76	5,84	7,33	8,82	10,29	11,74	13,20	14,66	16,12	17,56	19,00	20,43	21,86	23,28	24,69	26,10
	0,87	2,12	4,22	6,61	8,35	10,08	11,81	13,51	15,20	16,88	18,55	20,21	21,86	23,50	25,13	26,76	28,38	30,00
	1,18	2,86	5,66	8,85	11,15	13,45	15,72	17,98	20,21	22,43	24,63	26,82	29,00	31,16	33,32	35,47	37,61	39,75
1,8	0,85	2,03	3,98	6,19	7,77	9,34	10,89	12,43	13,99	15,54	17,08	18,61	20,13	21,65	23,16	24,66	26,16	27,66
	0,92	2,25	4,47	7,00	8,85	10,68	12,51	14,31	16,11	17,89	19,65	21,41	23,15	24,89	26,62	28,35	30,07	31,78
	1,25	3,03	5,99	9,37	11,81	14,24	16,65	19,04	21,41	23,76	26,09	28,41	30,72	33,01	35,29	37,57	39,84	42,10
1,9	0,90	2,14	4,20	6,53	8,20	9,86	11,50	13,13	14,77	16,41	18,04	19,65	21,26	22,86	24,45	26,04	27,63	29,21
	0,97	2,37	4,72	7,40	9,34	11,28	13,21	15,12	17,01	18,89	20,75	22,61	24,45	26,29	28,12	29,94	31,75	33,57
	1,32	3,20	6,33	9,90	12,47	15,04	17,59	20,11	22,61	25,09	27,55	30,00	32,43	34,86	37,27	39,67	42,07	44,46
2,0	0,94	2,25	4,42	6,88	8,63	10,38	12,11	13,82	15,56	17,28	18,99	20,70	22,38	24,08	25,76	27,43	29,10	30,78
	1,02	2,50	4,97	7,79	9,84	11,88	13,91	15,92	17,91	19,89	21,86	23,81	25,75	27,68	29,61	31,53	33,44	35,35
	1,39	3,37	6,67	10,42	13,13	15,84	18,52	21,17	23,81	26,42	29,01	31,59	34,15	36,70	39,24	41,78	44,30	46,81

Exemple

Prenons un poteau carré bi-articulé, de 3m de hauteur, supportant 9 planchers de 21m<sup>2</sup> avec les charges suivantes :

- Charges permanentes : 5 KN/m<sup>2</sup>.
- Surcharges d'exploitation : 2.5 KN/m<sup>2</sup>.

Si on fait un dimensionnement rapide, on a :

- $N=9*21*(5+2.5)=1420 \text{ KN}= 1.42\text{MN}$
- On augmente cette valeur de 5% pour prendre en compte le poids propre du poteau :  $N= 1.5 \text{ MN}$
- $B= a^2= 1.5/10= 0.15\text{m}^2$ , ce qui nous donne  $a= 0.39\text{m}$

Si on dimensionne le même poteau à partir des tableaux, on a :

- $N_u=1.4*1.42=2.10 \text{ MN}$
- Pour une longueur de flambement de 3m, on a un poteau de 0.40\*0.40m, soit  $N_{rd}= 2.22\text{MN}$

1.2.3.4. Critères pour protection au feu.

Les règles simples pour les poteaux sont détaillées au chapitre 7.11 du DTU feu.

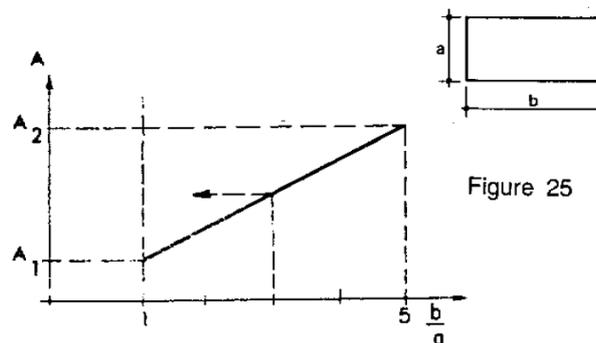
Ces règles sont applicables aux poteaux dont l'élancement est inférieur à 35 et dont l'effort ultime dû au béton seul est suffisant. En d'autres termes, un calcul à froid de la section d'acier théorique en compression simple doit donner une valeur négative (aciers non pris en compte dans le calcul de la portance limite du poteau).

La dimension minimale d'un poteau (exprimée en cm), en fonction de la durée d'exposition au feu, est fonction du rapport b/a (a étant la plus petite dimension du poteau) :

	1/2H	1H	1H1/2	2H	3H	4H
Poteau $b= a$	15	20	24	30	36	45
Poteau $b= 5a$	10	12	14	16	20	26

Pour un rapport b/a compris entre 1 et 5, on détermine la surface minimale par interpolation linéaire (voir exercice un peu plus loin).

ATTENTION, cette interpolation est à faire sur l'aire de la section du poteau en fonction du rapport b/a :



Par exemple, pour un degré de résistance au feu de 2 heures :

- section carrée  $a = 30 \text{ cm}$   
 $A_1 = 900 \text{ cm}^2$ ;
- section rectangulaire allongée  $b = 5a$   
 $a = 16 \text{ cm}$   
 $b = 80 \text{ cm}$   
 $A_2 = 1\,280 \text{ cm}^2$ .

Les sections des poteaux situés de part et d'autre d'un joint inférieur à 2cm sont déterminées comme si le joint n'existait pas.

Les poteaux ronds sont traités comme les poteaux carrés de même surface, ce qui nous donne le tableau suivant :

	1/2H	1H	1H1/2	2H	3H	4H
Diamètre minimal (cm)	17	23	27	34	41	51

### 1.2.3.5. Exemple de dimensionnement d'un poteau rectangulaire.

Le but est de prédimensionner un poteau rectangulaire dont une des deux dimensions est fixée à 70cm.

Les données nécessaires pour le prédimensionnement sont les suivantes :

- $N_u = 3.98 \text{ MN}$
- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- Longueur de flambement :  $L_f = 5.60\text{m}$
- Plus de la moitié des charges appliquée avant 90 jours  $\Rightarrow k = 1.10$
- Durée d'application des charges supérieure à 24h  $\Rightarrow \theta = 1$

Pour diminuer les quantités de béton, on effectue le prédimensionnement du poteau en considérant un pourcentage d'armatures de 1%, soit  $\frac{A}{B} \approx \frac{A}{B_r} = 0.01$

Pour déterminer l'élanement, on doit connaître la plus petite dimension du poteau.

#### Prédimensionnement en considérant $a = 70\text{cm} < b$

On va donc faire une 1<sup>ère</sup> hypothèse pour un poteau rectangulaire de section  $a*b$  :  $a = 70\text{cm} < b$

On détermine l'élanement pour une section rectangulaire :  $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{0.70} \times 5.60 = 27.71$ .

On détermine ensuite le coefficient  $\beta$  :

- $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{27,71}{35}\right)^2} = 0.755$ .
- $\beta = \frac{0.85}{\alpha} = \frac{0.85}{0.755} = 1.125$ .

On calcule les caractéristiques limites des matériaux :

- $f_{bu} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$
- $f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$

On détermine la section réduite à partir de la formule  $B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{A}{B_r} \cdot f_{ed}}$ , en considérant un pourcentage d'armatures de 1%.

$$\bullet \quad B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{A}{B_r} \cdot f_{ed}} = \frac{1.10 \times 1.125 \times 3.98}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 347.83} = 0.263 m^2.$$

A partir de la section réduite obtenue, on en déduit la valeur de la dimension « b » :

$$\bullet \quad B_r = (0.70 - 0.02)(b - 0.02) = 0.263 \Rightarrow b = \frac{0.263}{0.68} + 0.02 = 0.41 m$$

On voit que l'hypothèse de départ « a < b » n'est pas vérifiée, il faut donc refaire un prédimensionnement en considérant « a > b ».

### Prédimensionnement en considérant a = 70cm > b

Dans ce cas, il faut déterminer l'élançement qui est fonction de b (plus petite dimension), on a donc une inconnue supplémentaire.

$$\bullet \quad \lambda = \frac{2\sqrt{3}}{b} \times 5.60 = \frac{19.4}{b}$$

On détermine ensuite le coefficient  $\beta$  en supposant un élançement inférieur à 50 (hypothèse qui devra être vérifiée en fin de calcul) :

$$\bullet \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{19.4/b}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + \frac{0.061}{b^2}}$$

$$\bullet \quad \beta = \frac{0.85}{\alpha} = 1 + \frac{0.061}{b^2}.$$

On exprime ensuite Br en fonction de b :

$$\bullet \quad B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{A}{B_r} \cdot f_{ed}} = \frac{1.10 \times 3.98}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 347.83} \left( 1 + \frac{0.061}{b^2} \right) = 0.234 \left( 1 + \frac{0.061}{b^2} \right)$$

$$\bullet \quad (0.70 - 0.02)(b - 0.02) = 0.234 \left( 1 + \frac{0.061}{b^2} \right)$$

$$\bullet \quad b - 0.02 = \frac{0.234}{0.68} \left( 1 + \frac{0.061}{b^2} \right) \Rightarrow b - 0.02 = 0.344 + \frac{0.021}{b^2}$$

$$\bullet \quad b - \frac{0.021}{b^2} = 0.344 + 0.02 = 0.364$$

- En multipliant les deux termes de l'expression précédente par b<sup>2</sup>, on obtient :
  - $b^3 - 0.021 = 0.364b^2 \Rightarrow b^3 - 0.364b^2 = 0.021$

On a donc un polynôme du 3<sup>ème</sup> degré à résoudre. On peut résoudre ce polynôme par calcul successifs, jusqu'à obtenir l'égalité :

Voici le tableau qui résume les itérations :

b (m)	$b^3 - 0.364.a^2$
0	0
0.70	0.165
0.60	0.085
0.50	0.034
0.45	0.017
0.46	0.020
0.465	0.022
<b>0.4625</b>	<b>0.021</b>

On peut donc retenir une section de poteau de 50\*70 cm.

### Prédimensionnement avec un élancement imposé

On peut également procéder en fixant un élancement de départ :  $\lambda = 35$ .

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{b} \times 5.60 = 35 \Rightarrow b = 55 \text{ cm}$$

On calcul ensuite la section d'acier théorique pour un poteau de 55\*70 :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.708$$

$$\frac{\alpha}{1.10} = 0.644$$

$$B_r = (0.55 - 0.02)(0.70 - 0.02) = 0.360 \text{ m}^2$$

$$A = \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ \frac{3.98}{0.644} - \frac{0.360 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -13.99 \text{ cm}^2$$

On devra donc mettre le pourcentage mini, soit 4cm<sup>2</sup> par mètre de périmètre :

- Périmètre : 2\*(0.55+0.70)=2.50m
- Amini= 10cm<sup>2</sup>

A titre de comparaison, le prédimensionnement par la méthode exacte a donné un poteau de 0.50\*0.70 avec 1% d'armatures, soit 35cm<sup>2</sup>.

On se rend donc compte que la méthode précédente est économique sur le volume de béton mais pas sur la quantité d'armatures.

## 1.2.4. Prédimensionnement des voiles

### 1.2.4.1. Dimensionnement rapide

L'épaisseur des voiles ne doit en général pas descendre en dessous de 15cm. Les valeurs courantes sont comprises entre 15 et 20cm (16cm en façade et 18cm en intérieur), fonction de la charge supportée (uniquement charge verticale).

Le cas des voiles de contreventement doit être traité séparément, et ce type de voile peut atteindre des épaisseurs beaucoup plus importantes pour les bâtiments de grande hauteur (avec des épaisseurs de 1m).

Dans les cas courants, on peut également utiliser les tableaux donnés précédemment pour les poteaux.

### 1.2.4.2. Critères de protection au feu.

En ce qui concerne la protection au feu, les épaisseurs de voiles imposées par le DTU feu (article 7.3) sont fonction de la durée d'exposition au feu :

	1/2H	1H	1H1/2	2H	3H	4H
Epaisseur a (cm)	10	11	13	15	20	25
Distance utile u (cm)	1	2	3	4	6	7

La distance utile n'est à respecter que si les aciers sont nécessaires à la stabilité (cas des voiles armés).

Ce tableau s'applique aux éléments porteurs dont la grande dimension excède de plus de 5 fois la petite ( $b \geq 5a$ ) et uniquement aux murs d'élanement inférieurs à 50, avec une ou deux faces exposées.

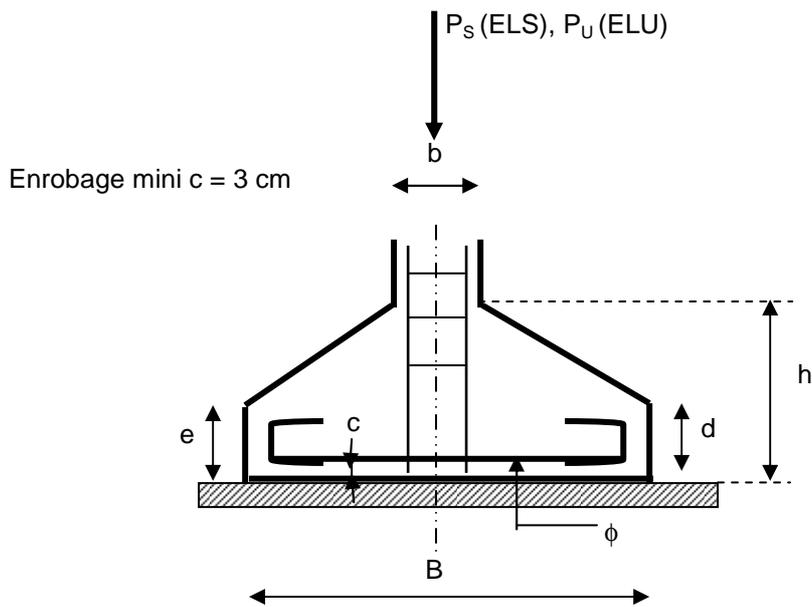
Dans les autres cas, il faut faire une étude détaillée avec des courbes de températures.

## 1.2.5. Prédimensionnement des semelles superficielles

Il s'agit ici uniquement des semelles isolées ou filantes, sous charges centrées verticales, dimensionnées par la méthode des bielles.

Dans ce cas, on peut appliquer les règles de prédimensionnement ci-dessous, fonction de plusieurs paramètres :

- La charge  $P_u$  appliquée (charge donnée à l'ELU).
- Le taux de travail max du sol.
- Les dimensions de l'élément porté.

1.2.5.1. Semelles filantes.

La largeur  $B$  de la semelle est définie par la formule suivante :

- $B \geq \frac{P_u}{q_u}$

Il convient d'estimer le poids propre de la semelle et de l'intégrer dans la valeur de  $P_u$ .

La hauteur  $h$  de la semelle est définie par les conditions suivantes :

- $h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m}$  ou encore :  $d \geq \frac{B-b}{4}$ .
- La hauteur  $h$  ne pourra jamais être inférieure à 15 cm.

Dans le cas des semelles à pans coupés, on doit avoir :

- $e \geq \max(15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \text{ cm})$  pour les barres sans crochets
- $e \geq \max(15 \text{ cm}; 12\phi + 6 \text{ cm})$  pour les barres avec crochets

Exemple

On désire dimensionner suivant le DTU 13.12, une semelle filante supportant un mur de 30 cm de largeur et subissant des charges permanente  $G=0.5 \text{ MN/m}$  et d'exploitation  $Q=0.25 \text{ MN/m}$ . Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible à l'ELU de  $q_u = 0.57 \text{ MPa}$ . Le béton utilisé sera du B30 (fissuration non préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 500.

- $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.05 \text{ MN/m}$
- $P_s = G + Q = 0.75 \text{ MN/m}$

On part de la formule:

$$\bullet \quad B \geq \frac{P_u}{q_u} = \frac{1.05}{0.57} = 1.84 \text{ m et } d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.84-0.3}{4} = 0.385 \text{ m}$$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (largeur = 2 m, hauteur = 0.40 m) -

$$\bullet \quad P_{\text{semelle}} = 1 \times 2 \times 0.4 \times 25 = 20 \text{ kN/m soit } 0.02 \text{ MN/m,}$$

Les charges ultimes et de service deviennent :

$$\bullet \quad P_u = 1.05 + 1.35 \times 0.02 = 1.077 \text{ MN/m}$$

$$\bullet \quad P_s = 0.75 + 0.02 = 0.77 \text{ MN/m}$$

D'où

$$\bullet \quad B \geq \frac{P_u}{q_u} = \frac{1.077}{0.57} = 1.89 \text{ m et } d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.88-0.3}{4} = 0.395 \text{ m}$$

Cependant et compte tenu du diamètre de barres et de l'obligation d'avoir un enrobage mini de 3 cm, on prendra donc B = 1.90 m (la précision en BA est de l'ordre du cm), h = 0.45 m et d = 0.40 m.

### 1.2.5.2. Semelles isolées

Pour les semelles isolées, le principe de dimensionnement est le même.

Considérant un poteau de section a x b et une semelle de dimensions A x B, on a par homothétie :

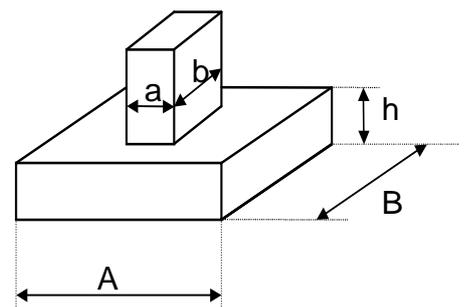
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Comme A et B doivent satisfaire à la relation  $AB \geq \frac{P_u}{q_u}$ , on obtient que :

$$B \geq \sqrt{\frac{b P_u}{a q_u}} \text{ ou } A \geq \sqrt{\frac{a P_u}{b q_u}}$$

$$\boxed{\max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \leq d_a, d_b \leq \min(A-a; B-b)}$$

puis h = max ( 0,15 m ; d + 0,05 m )



Exemple :

On désire dimensionner une semelle isolée suivant le DTU 13.12 supportant un poteau de 30 x 40 cm de largeur et subissant des charges permanente  $G=0.35$  MN et d'exploitation  $Q=0.25$  MN. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible  $q_u = 0.30$  MPa. Le béton utilisé sera du B25 (fissuration non préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 400.

$$P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 0.85 \text{ MN}$$

$$P_S = G + Q = 0.60 \text{ MN}$$

On part de la formule:

$$\bullet \quad B \geq \sqrt{\frac{b P_U}{a q_u}} = \sqrt{\frac{40 \cdot 0.85}{30 \cdot 0.30}} = 1.94 \text{ m et } A = \frac{a}{b} B = 1.46 \text{ m}$$

Tout en respectant la condition de rigidité :

$$\max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = \max(0.29, 0.385) = 0.385 \text{ m} \leq d_a, d_b \leq \min(A-a; B-b) = \min(1.16, 1.54) = 1.16 \text{ m}$$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 2 m, largeur = 1.50 m, hauteur = 0.45 m) -  $P_{\text{semelle}} = 1.5 \times 2 \times 0.45 \times 25 = 0.034$  MN, les charges ultime et de service deviennent :

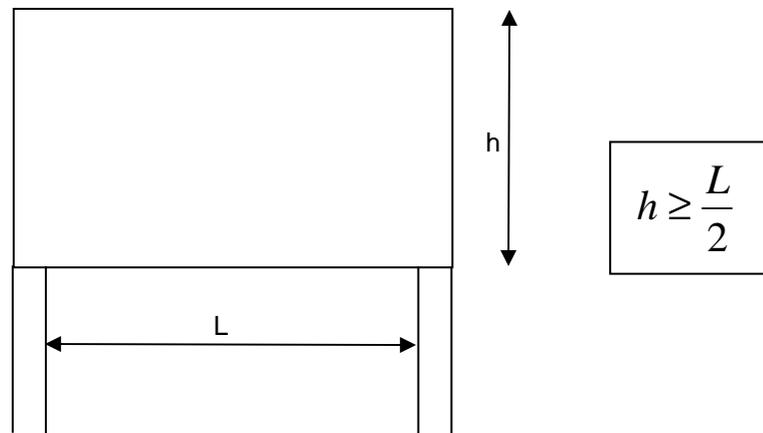
- $P_U = 0.85 + 1.35 \times 0.034 = 0.90$  MN
- $P_S = 0.60 + 0.034 = 0.634$  MN

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{b P_U}{a q_u}} = \sqrt{\frac{40 \cdot 0.90}{30 \cdot 0.30}} = 2 \text{ m et } A = \frac{a}{b} B = 1.50 \text{ m}$$

On conservera donc comme dimensions de la semelle : longueur = 2 m, largeur = 1.50 m, hauteur = 0.45 m.

### 1.2.6. Prédimensionnement des parois-fléchies

Il s'agit ici des parois-fléchies (également appelée poutres-voiles) classiques, dimensionnées par l'annexe E.5 du BAEL, qui ne traite que les éléments dont la hauteur « h » est au moins égale à la moitié de la portée (mesurée entre nu d'appuis) :



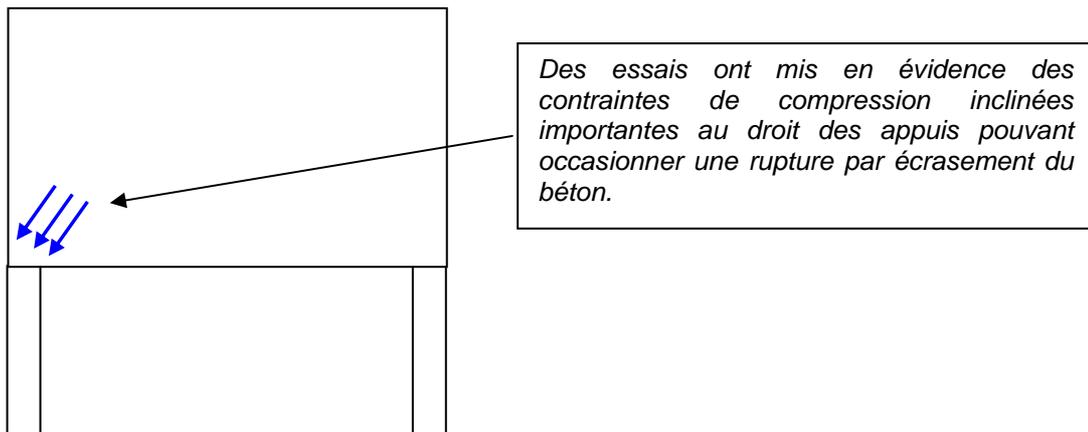
#### 1.2.6.1. Dimensionnement rapide

L'épaisseur minimale d'une paroi fléchie est fonction de la charge appliquée, de la qualité de béton et du rapport entre la portée et la hauteur de la paroi.

On définit l'épaisseur minimale par les formules suivantes, en fonction de la hauteur de la paroi-fléchie :

- Si  $h < L$ , on a  $b_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \cdot \frac{p}{f_{c28}} \cdot \frac{L}{h} \\ 0,14 \cdot L \cdot \sqrt[3]{\frac{p}{f_{c28} \cdot h}} \end{array} \right.$
- Si  $h > L$ , on a  $b_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3,75 \cdot \frac{p}{f_{c28}} \\ 0,14 \cdot L \cdot \sqrt[3]{\frac{p}{f_{c28} \cdot h}} \end{array} \right.$

L'épaisseur minimale a notamment pour but d'assurer une rigidité transversale de la poutre-voile, afin d'éviter une rupture par écrasement du béton, notamment au niveau des appuis.



Le BAEL indique également : « Si la paroi fléchie est efficacement raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures solidaires des montants d'appuis, la 1<sup>ère</sup> condition doit être satisfaite quelle que soit la valeur de  $\frac{P}{f_{c28} \cdot h}$  ».

Ces membrures peuvent être issues des planchers arrivant sur la paroi-fléchie ou d'une épaisseur plus importante en tête et en pied de paroi-fléchie. Dans ce cas, on devra tout le temps vérifier :

$$b_0 \geq 3,75 \cdot \frac{P}{f_{c28}} \cdot \frac{L}{h} \text{ (ou } b_0 \geq 3,75 \cdot \frac{P}{f_{c28}} \text{, si } h > L \text{).}$$

#### 1.2.6.2. Critères de protection au feu.

Le DTU feu impose les épaisseurs suivantes, fonction de la durée d'exposition au feu :

	1/2H	1H	1H1/2	2H	3H	4H
Epaisseur a (cm)	10	11	13	15	20	25
Distance utile u (cm)	1	1,5	2	3	4,5	6

## 1.3. Définition des actions

### 1.3.1. Actions à prendre en compte et combinaisons.

#### 1.3.1.1. Généralités

On appelle une action toute cause produisant un état de contrainte, par exemple une charge sur une construction telle que le poids de la construction, le vent, la neige...

Ces actions sollicitent l'ouvrage qui les reçoit par des forces ponctuelles, linéaires, réparties.

Les actions sont réglementées et normatives (A.3.1 Annexe D du BAEL 91 ou texte particulier à chaque ouvrage (CCTP)).

Ces différents textes précisent quelles sont les actions à prendre en compte, leurs intensités en fonction de différents critères tels que le type d'ouvrage, la situation géographique ou autres.

Dans les cas les plus courants, les charges à prendre en compte dans le dimensionnement d'une structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges d'exploitation.
- Les charges climatiques : charges de neige et charges de vent.
- Les charges dites thermiques.
- Les charges sismiques.
- Autres charges particulières définies dans le CCTP (charges accidentelles).

En ce qui concerne la descente de charges, les charges sont en général considérées sans aucune pondération.

#### 1.3.1.2. Rappels sur les principes de combinaisons.

Pour la combinaison des actions, on distingue trois catégories de charges :

- Les actions permanentes (notées G).
- Les actions variables (notées Q).
- Les actions accidentelles (notées Fa).

Une action est dite variable quand elle est appliquée à l'ouvrage avec une intensité qui peut varier légèrement mais qui s'applique avec une durée courte par rapport aux charges permanentes.

En Béton Armé, il existe 3 états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite Ultime accidentel (ELUA)
- Etat Limite de Service (ELS)

A chacun des ces trois états limites correspond un système de combinaison.

Chaque système de combinaison est basé sur les mêmes principes :

- On cherche à combiner les charges permanentes (notées G) avec une ou plusieurs charges variables
- Lorsque l'on a plusieurs charges variables à combiner, on définira toujours une action variable de base et des actions variables d'accompagnement.
- Les facteurs de pondération des ces différentes actions dépendent de l'état limite considéré.

Combinaisons ELU (BAEL) :

Combinaisons ELU fondamentales

$$1,35.G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1.Q_1 + \sum_{i>1} 1,3.\psi_{0i}.Q_i$$

Combinaisons ELS :

Combinaisons ELS

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i}Q_{ik}$$

Combinaisons ELUA :

Combinaisons ELU accidentelles

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i}.Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i}.Q_i$$

Les coefficients  $\psi$  d'accompagnement sont définis réglementairement :

Nature du local	Coefficients	
Tous les locaux, à l'exception des archives et des parkings	0,77	$\Psi_0$
Parcs de stationnement et archives	0,90	
Salles de réunions à places assises, halles diverses, salles d'exposition, salles de classe, restaurants, dortoirs	0,65	$\Psi_1$
Archives	0,90	
locaux autres que ci-dessus	0,75	
Halles diverses, salles d'exposition, salles de réunions, lieux de culte, salles et tribunes de sport	0,25	$\Psi_2$
Salles de classe, restaurants, dortoirs, salles de réunions	0,25	
Archives	0,80	
locaux non cités ci-dessus	0,65	

**Valeurs des coefficients  $\Psi$  relatifs aux charges d'exploitation.**

Nature des charges		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Vent		0,77	0,20	0
Neige pour une altitude	≤ 500 m	0,77	0,15	0
	> 500 m	0,77	0,30	0,10
Variations uniformes de la température		0,60	0,50	0

Valeurs des coefficients  $\Psi$  relatifs aux actions climatiques.

**NOTA:** Les coefficients  $\psi_1$  et  $\psi_2$  ne sont utilisés que dans le cas des combinaisons accidentelles.

Pour les bâtiments courants, ces combinaisons peuvent se résumer dans le tableau suivant :

E.L.U.			E.L.S.		
Actions permanente et variable prise en compte	Action variable de base	Combinaison dans le cas des travées chargées*	Actions permanente et variable	Action variable de base	Combinaisons dans le cas des travées chargées*
$G$ $Q_B$	$Q_B$	$1,35G + 1,5Q_B$ $G + 1,5Q_B$	$G$ et $Q_B$	$Q_B$	$G + Q_B$
$G$ $Q_B$ $W$	$Q_B$	$1,35G + 1,5Q_B + W$ $G + 1,5Q_B + W$	$G$ $Q_B$ $W$	$Q_B$	$G + Q_B + 0,77W$
	$W$	$1,35G + 1,5W + Q_B$ $G + 1,5W + Q_B$		$W$	$G + W + 0,77Q_B$
$G$ $Q_B$ $S_n$	$Q_B$	$1,35G + 1,5Q_B + S_n$ $G + 1,5Q_B + S_n$	$G$ $Q_B$ $S_n$	$Q_B$	$G + Q_B + 0,77S_n$
	$S_n$	$1,35G + 1,5S_n + Q_B$ $G + 1,5S_n + Q_B$		$S_n$	$G + S_n + 0,77Q_B$
$G, Q_B, W$ et $S_n$	$Q_B$	$1,35G + 1,5Q_B + (W + S_n)$	*Remarque : Pour travées déchargées $Q_B = 0$		
	$Q_B$	$G + 1,5Q_B + W$			

### 1.3.2. Exemple de combinaisons

Soit un élément soumis aux charges suivantes :

- Charge permanente :  $G = 5$  T
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 8$  T
- Charge de vent :  $W = 3$  T

On souhaite déterminer la charge maximum :

- A l' E.L.U.
- A l' E.L.S.

#### Combinaison ELU

On considère la surcharge  $Q$  en action de base :

- $1,35G + 1,50Q + (1,3 \cdot 0,77) W = 1,35 \cdot 5 + 1,50 \cdot 8 + (1,3 \cdot 0,77) \cdot 3 = 21,75$  T
- $1,00G + 1,50Q + (1,3 \cdot 0,77)W = 5 + 1,50 \cdot 8 + (1,3 \cdot 0,77) \cdot 3 = 20,00$  T

On considère ensuite la surcharge W en action de base :

- $1.35G + 1.50W + (1.3 \cdot 0.77) Q = 1.35 \cdot 5 + 1.50 \cdot 3 + (1.3 \cdot 0.77) \cdot 8 = 19.25 \text{ T}$
- $1.00G + 1.50W + (1.3 \cdot 0.77) Q = 5 + 1.50 \cdot 3 + (1.3 \cdot 0.77) \cdot 8 = 17.5 \text{ T}$

La charge maximale ELU est obtenue avec la 1ère combinaison.

### **Combinaison ELS**

On considère la surcharge Q en action de base :

- $G + Q + 0.77 W = 5 + 8 + 0.77 \cdot 3 = 15.31 \text{ T}$

On considère ensuite la surcharge W en action de base :

- $G + W + 0.77 Q = 5 + 3 + 0.77 \cdot 8 = 14.16 \text{ T}$

La charge maximale ELS est obtenue avec la 1ère combinaison.

### **1.3.3. Charges permanentes.**

Une action est dite permanente quand elle est appliquée à l'ouvrage avec la même intensité pendant toute la durée de vie de la construction.

- Poids propre de la construction
- Poids des éléments secondaires fixes (revêtement de sol, cloisons etc)
- Poids des équipements fixes
- Poids des remblais de terre

Le poids propre de la construction est déterminé à partir du poids volumique des matériaux.

A partir des poids volumiques des matériaux, on déduit la charge au m<sup>2</sup> en cumulant les différents éléments constitutifs.

Pour plus d'informations, vous pouvez consulter la norme AFNOR « NF FD P06-004 » ou l'EC1.

Il est notamment intéressant de noter que l'annexe A de l'Eurocode 1 donne des valeurs de poids volumique assez détaillées (annexe informative).

Voici quelques valeurs à titre indicatif :

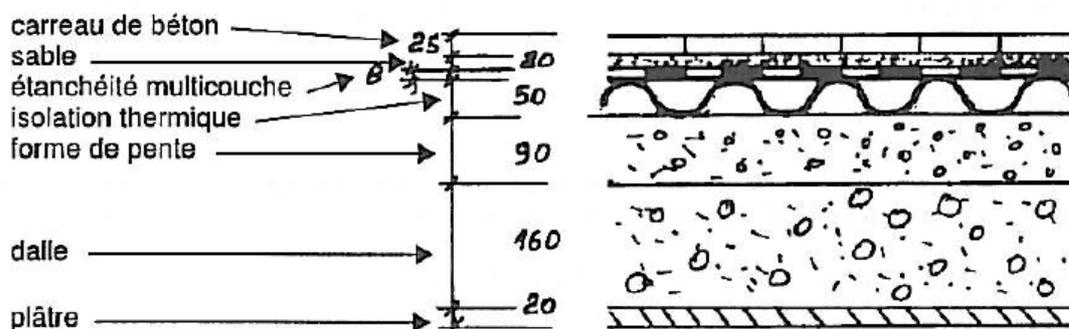
<b>Matériau</b>	<b>Poids</b>
Béton armé	25 KN/m <sup>3</sup>
Béton non armé	22 KN/m <sup>3</sup>
Parpaings creux porteurs	15 KN/m <sup>3</sup>
Parpaings creux non porteurs	13.5 KN/m <sup>3</sup>
Parpaings pleins porteurs	20 à 22 KN/m <sup>3</sup>
Brique pleine	18 KN/m <sup>3</sup>
Brique creuse	11 à 13 KN/m <sup>3</sup>
Pierre tendre	15 à 19 KN/m <sup>3</sup>
Pierre dure	22 à 25 KN/m <sup>3</sup>
Plâtre	14 KN/m <sup>3</sup>
Acier	78,5 KN/m <sup>3</sup>
Verre	25 KN/m <sup>3</sup>
Bois chêne	8 KN/m <sup>3</sup>

Bois sapin	5,5 KN/m <sup>3</sup>
Sable sec pour forme (parquets flottants)	17 KN/m <sup>3</sup>
Gravillon (protection, étanchéité)	15 KN/m <sup>3</sup>
Asphalte	22 KN/m <sup>3</sup>
Chape en mortier	22 KN/m <sup>3</sup>
Isolation thermique	0.3 KN/m <sup>3</sup>
Carrelage	23.5 KN/m <sup>3</sup>
Carrelage 4,5 mm	0,5 KN/m <sup>2</sup>
Carrelage en grès 9mm	0,6 KN/m <sup>2</sup>
Parquet	0,25 KN/m <sup>2</sup>
Sols minces plastiques	0,08 KN/m <sup>2</sup>
Plancher bois ou fer de construction ancienne	5 KN/m <sup>2</sup>
Charpente en fer (fermes + pannes + chevrons)	0,1 à 0,4 KN/m <sup>2</sup>
Charpente en bois (fermes + pannes + chevrons)	0,2 à 0,6 KN/m <sup>2</sup>
Couverture en ardoises	0,3 KN/m <sup>2</sup>
Couverture en tuiles	0,5 à 0,75 KN/m <sup>2</sup>
Toitures terrasse étanchéité multicouche	0,12 KN/m <sup>2</sup>
Cloisons	0,4 à 1 KN/m <sup>2</sup>
Parquet traditionnel sur lambourdes scellées	0,3 KN/m <sup>2</sup>
Moquette	0,05 KN/m <sup>2</sup>
Faux-plafond	0,25 KN/m <sup>2</sup>
Tuyauterie, câbles	0,30 KN/m <sup>2</sup>

Exemple de détermination de la charge permanente totale :

Prenons l'exemple d'une toiture terrasse accessible au public.

La coupe du plancher de la terrasse est la suivante :



Pour calculer le poids total, on décompose de la façon suivant :

Matériau	Epaisseur m	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids total KN/m <sup>2</sup>
Carreaux de béton	0,025	22	0,55
Sable	0,02	17	0,34
Etanchéité multicouche			0,12
Isolation thermique	0,05	0,3	0,015
Forme de pente	0,09	22	1,98
Dalle	0,16	25	4
Plâtre	0,02	14	0,28
<b>Total</b>			<b>7,285</b>

### 1.3.4. Charges d'exploitation.

#### 1.3.4.1. Norme NF P06-001.

Elles sont définies par les conditions propres de l'ouvrage et réglementées par les normes : NFP06-001 pour les bâtiments et CPC fascicule 61-titre II pour les ponts et routes.

Nature du local	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Logements y compris combles aménageables	1,5
Bureaux, salles de réunion avec tables	2,5
Circulations et escaliers	2,5
Salles de conférences < 50 m <sup>2</sup>	3,5
Salles de conférences > 50 m <sup>2</sup> , boutiques, salles de danse	5,0
Zones de dépôt	3,5
Halles diverses (gares etc ) où le public se déplace	4,0
Balcons	3,50- 6,0
Garages et parcs de stationnement voitures légères	2,5
Terrasse non accessible	0,5

1.3.4.2. Eurocode 0.

La norme EN 1991 partie 1-1 classe les surcharges d'exploitations en plusieurs catégories :

Tableau 6.1 — Catégories d'usages

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D <sup>a)</sup> )	<b>C1</b> : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception <b>C2</b> : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente <b>C3</b> : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares <b>C4</b> : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes <b>C5</b> : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare
D	Commerces	<b>D1</b> : Commerces de détail courants <b>D2</b> : Grands magasins

*a) On attire l'attention sur l'alinéa 6.3.1.1(2), notamment pour C4 et C5. Voir EN 1990 lorsque les effets dynamiques doivent être pris en considération. Pour la catégorie E, voir Tableau 6.3.*

NOTE 1 Selon l'usage prévu, les surfaces devant être classées a priori C2, C3 ou C4 peuvent être classées C5 par décision du client et/ou d'une Annexe Nationale.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut définir des sous-catégories pour A, B, C1 à C5, D1 et D2.

NOTE 3 Voir 6.3.2 pour les aires de stockage et les locaux industriels.

Les valeurs de charges sont ensuite données pour chaque catégorie :

Tableau 6.2 — Charges d'exploitation sur les planchers, balcons et escaliers dans les bâtiments

Catégorie de la surface chargée	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Catégorie A</b>		
— Planchers	1,5 à 2,0	2,0 à 3,0
— Escaliers	2,0 à 4,0	2,0 à 4,0
— Balcons	2,5 à 4,0	2,0 à 3,0
<b>Catégorie B</b>	2,0 à 3,0	1,5 à 4,5
<b>Catégorie C</b>		
— C1	2,0 à 3,0	3,0 à 4,0
— C2	3,0 à 4,0	2,5 à 7,0 (4,0)
— C3	3,0 à 5,0	4,0 à 7,0
— C4	4,5 à 5,0	3,5 à 7,0
— C5	5,0 à 7,5	3,5 à 4,5
<b>Catégorie D</b>		
— D1	4,0 à 5,0	3,5 à 7,0 (4,0)
— D2	4,0 à 5,0	3,5 à 7,0

### 1.3.5. Charges de neige N84 modifiées 2000.

Sauf indications contraire dans les pièces du marché, les charges de neige sont définies dans les règles N84 modifiée 2000. Cette norme s'applique uniquement à la France Métropolitaine pour des constructions situées à une altitude inférieure à 2000m.

Le principe de calcul des charges de neige est le suivant :

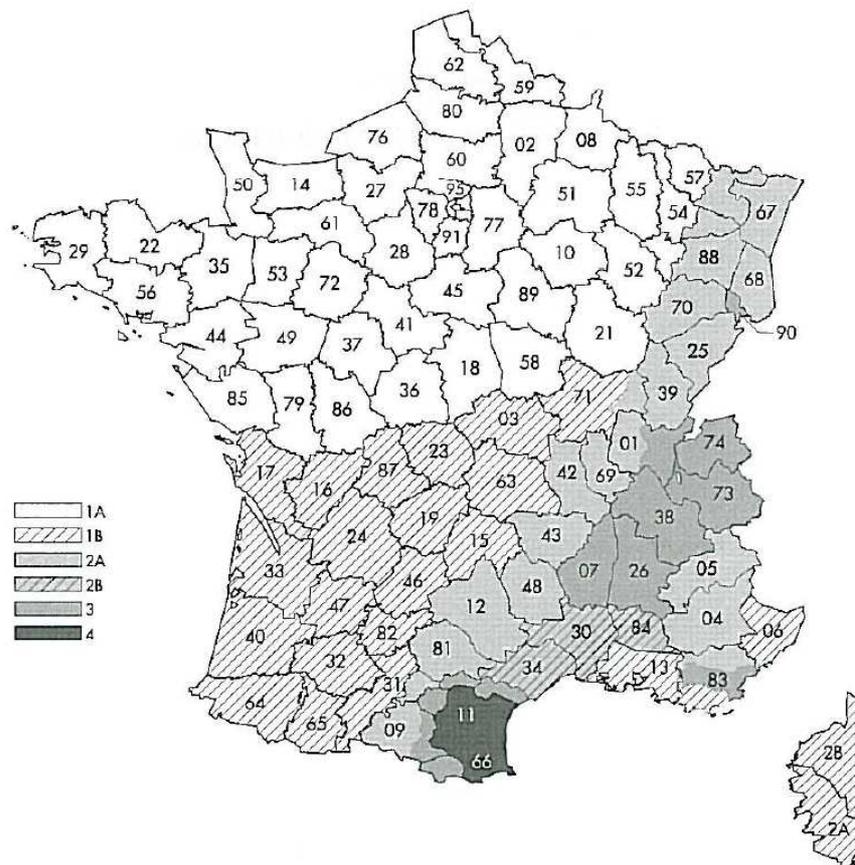
- A partir de la région, on détermine une charge de base, au niveau du sol.
- On pondère cette charge en fonction de l'altitude de construction.
- On applique un coefficient de forme, fonction de la forme et de l'inclinaison de la toiture.

Les règles N84 font la distinction entre les règlements dits aux contraintes limites (comme le CM66 pour les charpentes métalliques) et les règlements aux états limites :

- Pour les règlements aux contraintes limites, on aura une neige normale et une neige extrême.
- Pour les règlements aux états limites, on aura une neige normale et une neige accidentelle.

#### 1.3.5.1. Charge de base au sol.

La France est découpée en 6 régions qui figurent sur la carte ci-dessous :



Pour les constructions dites aux états limites, on prendra les valeurs de charges à partir du tableau suivant :

	Zones					
	1A	1B	2A	2B	3	4
<b>Charge de neige sur le sol S0 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,90
<b>Charge accidentelle (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-	1,00	1,00	1,35	1,35	1,80

Pour les constructions dites aux contraintes limites, on prendra les valeurs suivantes :

	Zones					
	1A	1B	2A	2B	3	4
<b>Charge de neige sur le sol S0 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	0,35	0,35	0,45	0,45	0,55	0,80
<b>Charge extrême (KN/m<sup>2</sup>)</b>	0,60	0,60	0,75	0,75	0,90	1,30
<b>Charge accidentelle</b>	-	0,80	0,80	1,08	1,08	1,44

**Il faut prendre en compte la charge accidentelle de la neige si cette dernière est plus défavorable que la neige extrême.**

### 1.3.5.2. Pondération en fonction de l'altitude.

La pondération de la charge de neige ne concerne que les structures implantées à une altitude supérieure à 200m et n'agit que sur les valeurs de neige normales et extrêmes.

On ne considère pas de pondération en fonction de la hauteur pour les cas de neige accidentelle.

La correction se fait à partir des formules suivantes (h exprimée en m et S en KN/m<sup>2</sup>) :

- Pour  $200m < h \leq 500m$  :  $S_0 = S_{0\min} + \left( \frac{0,15h - 30}{100} \right)$ .
- Pour  $500m < h \leq 1000m$  :  $S_0 = S_{0\min} + \left( \frac{0,3h - 105}{100} \right)$ .
- Pour  $1000m < h \leq 2000m$  :  $S_0 = S_{0\min} + \left( \frac{0,45h - 255}{100} \right)$ .

Pour une altitude supérieure à 2000m, les pièces du marché doivent préciser la valeur de la charge à prendre en compte.

Les valeurs de neige ainsi obtenues correspondent à des valeurs projetées horizontalement.

### 1.3.5.3. Coefficient de forme et pression finale.

Le coefficient de forme permet de prendre en compte les phénomènes suivant :

- Glissement de la neige sur les toitures en pente.
- Léger enlèvement par vent faible.
- Redistribution de la neige par vent modéré (à partir de 6m/s).
- Redistribution et enlèvement partiel éventuel par vent fort (à partir de 20m/s).
- Accumulation de la neige dans certaines parties de la toiture (noues, balcons, toitures inférieures...).

Les coefficients de forme sont donc fonction des paramètres suivants :

- Disposition géométrique du bâtiment, nature des matériaux, isolation thermique, singularités de la toiture.
- Environnement climatique : durée de la saison de neige, ensoleillement, fonte de la neige et regel, vent.
- Topographie locale et notamment les conditions d'abri dues aux bâtiments voisins, aux arbres...

Les cas de charge de neige à considérer sont donc les suivants :

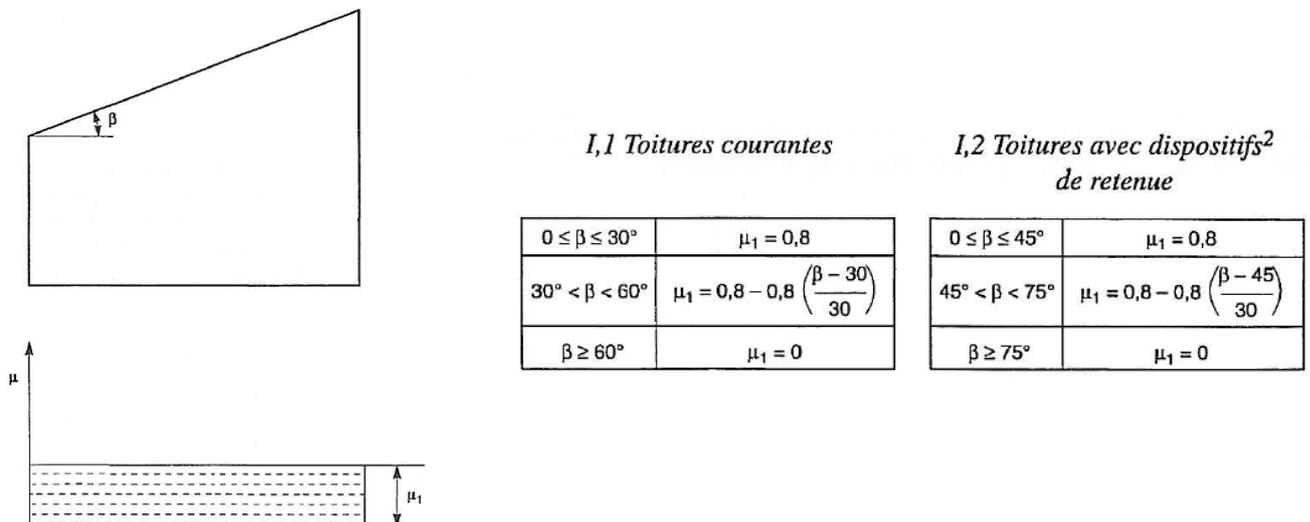
- Cas I : charge de neige répartie sans redistribution par le vent.
- Cas II : charge de neige répartie après redistribution par le vent.
- Cas III : charge de neige répartie après redistribution et enlèvement partiel par vent fort.

Les différentes valeurs des coefficients de forme sont données en fonction du type de toiture.

Voici quelques cas non exhaustifs.

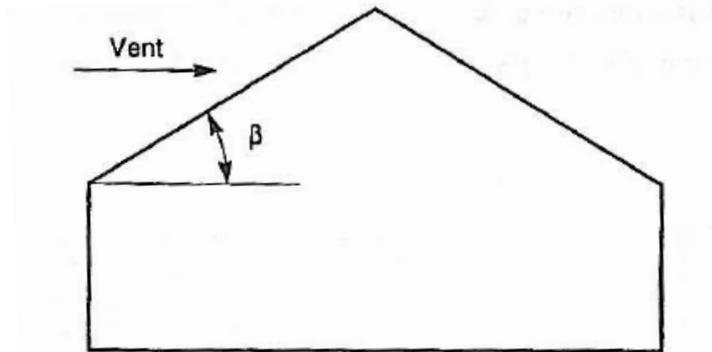
#### Toitures simples à un versant

Pour les toitures simples à un versant, on distingue les toitures avec ou sans système de retenue de la neige :

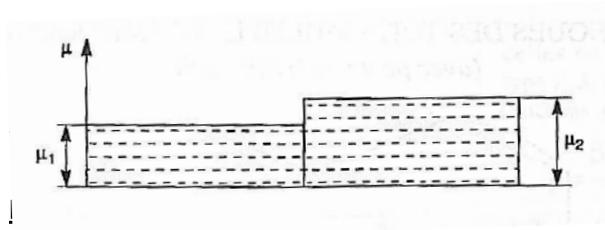


Pour ce genre de toiture, il n'y a pas de cas II et III à générer.

**Toitures simples à deux versants.**



- **Cas I** : on détermine les valeurs de  $\mu$ , en fonction de l'angle d'inclinaison de la toiture, en prenant les formules des toitures à un versant.
- **Cas II** : on charge la toiture de façon dissymétrique avec les coefficients suivants :



*II.1 Toiture courantes*

$0 \leq \beta \leq 15^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$
$15^\circ < \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left( \frac{\beta - 15}{15} \right)$ $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \left( \frac{\beta - 15}{15} \right)$
$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$	$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left( \frac{\beta - 30}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,2 - 1,2 \left( \frac{\beta - 30}{30} \right)$
$\beta > 60^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0$

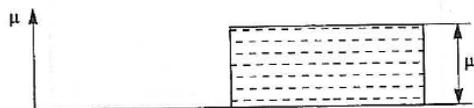
avec les limitations suivantes :  
pour  $22,5^\circ < \beta < 35^\circ$   $\mu_2 = 1$

*II.2 Toitures avec dispositifs de retenue*

$0 \leq \beta \leq 15^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$
$15^\circ < \beta \leq 45^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left( \frac{\beta - 15}{30} \right)$ $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \left( \frac{\beta - 15}{30} \right)$
$45^\circ < \beta \leq 75^\circ$	$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left( \frac{\beta - 45}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,2 - 1,2 \left( \frac{\beta - 45}{30} \right)$
$\beta > 75^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0$

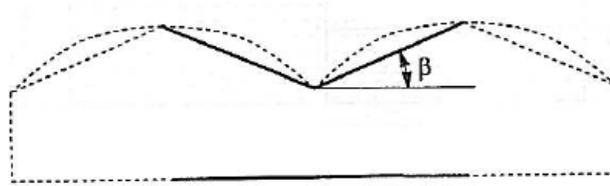
avec les limitations suivantes :  
pour  $30^\circ < \beta < 50^\circ$   $\mu_2 = 1$

- **Cas III** : On ne charge qu'un seul côté de la toiture.



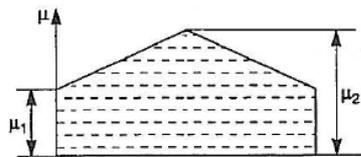
- Si  $\beta \leq 15^\circ$  : sans objet ( $\mu_2 = 0$ ).
  - Si  $\beta > 15^\circ$  : les valeurs de  $\mu_2$  sont celles du cas II.
- Les valeurs de  $\mu_1$  sont nulles.

**Toitures multiples symétriques.**



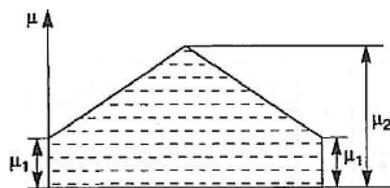
Dans ce cas, il n'y a que 2 cas à considérer.

▪ **Cas I :**



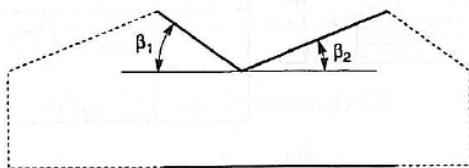
$\beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$
$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left( \frac{\beta - 30^\circ}{30} \right)$ $\mu_2 = 0,8 + 0,8 \left( \frac{\beta - 30^\circ}{30} \right)$

▪ **Cas II :**



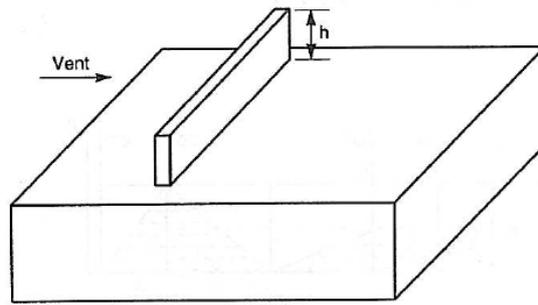
$0 \leq \beta \leq 15^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$
$15^\circ < \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left( \frac{\beta - 15^\circ}{15} \right)$ $\mu_2 = 0,8 + 0,8 \left( \frac{\beta - 15^\circ}{15} \right)$
$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$	$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left( \frac{\beta - 30^\circ}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,6$

Lorsque l'on a une toiture multiple dissymétrique :

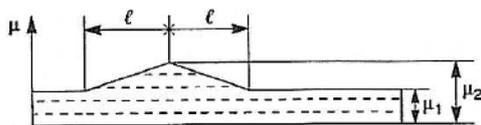


- Si  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont inférieurs à  $45^\circ$ , les valeurs de  $\mu_1$  et  $\mu_2$  sont obtenues avec les formules de la toiture multiple symétrique en considérant un angle moyen 
$$\beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$$
.
- Si ces angles sont supérieurs à  $45^\circ$ , le règlement N84 indique qu'il faut faire une étude particulière.

**Toitures à saillies et obstacles locaux**



- **Cas I :** sans objet car pas d'influence de l'obstacle.
- **Cas II :**



$$\mu_2 = \frac{2h}{s_0} \text{ (h en m ; } s_0 \text{ en kN/m}^2\text{)}$$

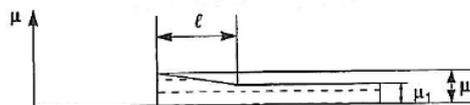
*Nota :* (le coefficient 2 a la dimension d'un poids volumique)

$$\mu_1 = 0,8 \quad \ell = 2h$$

Limitations :

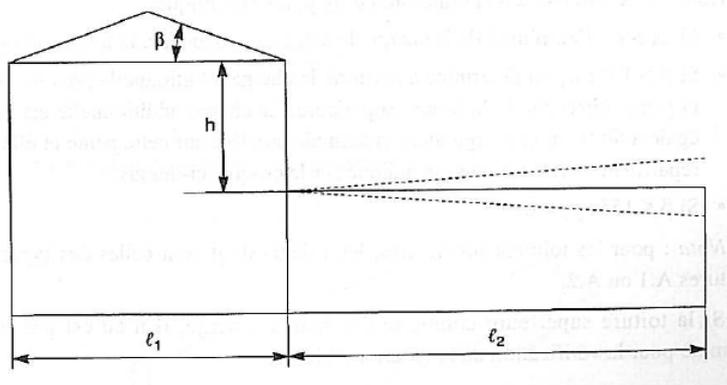
- $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$  pour obstacles locaux
- $0,8 \leq \mu_2 \leq 1,6$  pour acrotères
- $5 \text{ m} \leq \ell \leq 15 \text{ m}$

- **Cas III :**

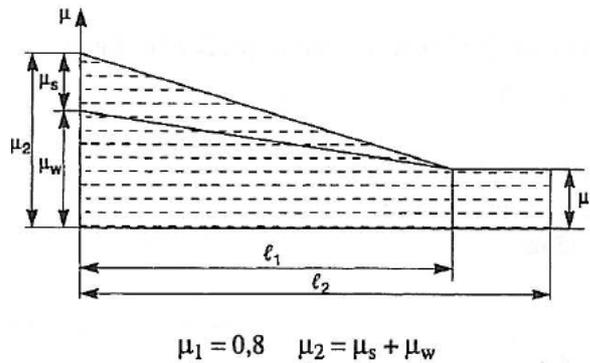


Les valeurs et les limitations de  $\mu_1$  et de  $\mu_2$  sont celles mentionnées dans le cas II.

**Toitures à plusieurs niveaux**



- **Cas I** : Chaque niveau de toiture est à considérer indépendamment l'un de l'autre.
- **Cas II** :



où

$\mu_s$  : dû au glissement

$\mu_w$  : dû au vent

$$\mu_w = \frac{2h}{s_0} \quad (h \text{ en m ; } s_0 \text{ en kN/m}^2)$$

avec les limitations  $0,5 \leq \mu_w \leq 2,8$

$\ell_3 = 2h$  avec la limitation  $5 \text{ m} \leq \ell_3 \leq 15 \text{ m}$ .

*Nota* : le coefficient 2 a la dimension d'un poids volumique.

- Si  $\ell_3 > \ell_2$ , l'extrémité de la charge de neige est tronquée à la longueur  $\ell_2$ .
- Si  $\beta > 15^\circ$  :  $\mu_s$  est déterminé à partir de la charge additionnelle provenant de la pente adjacente de la toiture supérieure. La charge additionnelle est prise égale à 50 % de la charge totale maximale possible sur cette pente et elle est répartie linéairement comme indiqué sur le croquis ci-dessus.
- Si  $\beta \leq 15^\circ$  :  $\mu_s = 0$ .

*Nota* : pour les toitures supérieures, les valeurs de  $\mu$  sont celles des types de toitures A.1 ou A.2.

Si la toiture supérieure comporte des barres à neige, il n'en est pas tenu compte pour la vérification de la toiture inférieure.

- **Cas III** : Le chargement de la toiture inférieure est identique au cas II et le chargement de la toiture supérieure doit suivre la règle des toitures à deux versants.

**1.3.6. Charges de neige EC1.**

Les charges de neige à l’Eurocode sont définies dans l’Eurocode 1 appelé EN 1991 – partie 1.3

Cette norme est très proche de la neige modifiée 2000 que l’on vient de voir.

Le règlement définit plusieurs notions :

- Neige normale.
- Neige accidentelle.
- Accumulations normales.
- Accumulations exceptionnelles.

L’annexe A de l’Eurocode 1, partie 1-3 définit les situations de projets :

Tableau A.1 — Situations de projet et dispositions de charge à considérer selon les conditions de site

Conditions normales		Conditions exceptionnelles					
Cas A		Cas B 1		Cas B 2		Cas B 3	
Pas de chutes exceptionnelles Pas d’accumulation exceptionnelle		Chutes exceptionnelles Pas d’accumulation exceptionnelle		Pas de chutes exceptionnelles Accumulation exceptionnelle		Chutes exceptionnelles Accumulation exceptionnelle	
3.2(1)		3.3(1)		3.3(2)		3.3(3)	
<i>Situation de projet durable/transitoire :</i>		<i>Situation de projet durable/transitoire :</i>		<i>Situation de projet durable/transitoire :</i>		<i>Situation de projet durable/transitoire :</i>	
[1] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[1] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[1] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[1] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$
[2] accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[2] accumulation	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[2] accumulation (sauf pour les formes de toiture de l’Annexe B)	$\mu_1 C_e C_t S_k$	[2] accumulation (sauf pour les formes de toiture de l’Annexe B)	$\mu_1 C_e C_t S_k$
		<i>Situation de projet accidentelle (lorsque l’action accidentelle est la neige) :</i>		<i>Situation de projet accidentelle (lorsque l’action accidentelle est la neige) :</i>		<i>Situation de projet accidentelle (lorsque l’action accidentelle est la neige) :</i>	
		[3] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t C_{esl} S_k$	[3] accumulation (pour les formes de toiture de l’Annexe B)	$\mu_1 S_k$	[3] sans accumulation	$\mu_1 C_e C_t C_{esl} S_k$
		[4] accumulation	$\mu_1 C_e C_t C_{esl} S_k$	[4] accumulation (pour les formes de toiture de l’Annexe B)	$\mu_1 S_k$	[4] accumulation (pour les formes de toiture de l’Annexe B)	$\mu_1 S_k$
NOTE 1		Les conditions exceptionnelles sont définies conformément à l’Annexe nationale.					
NOTE 2		Pour les cas B 1 et B 3 l’Annexe Nationale peut définir les situations de projet à considérer pour les divers effets locaux traités en Section 6.					

Par exemple, pour un projet en situation A, il n’y a pas lieu de considérer de neige exceptionnelle.

Pour un projet en situation B2, on devra considérer uniquement les accumulations exceptionnelles, en plus des chutes et des accumulations normales.

L’annexe française précise qu’il ne faut pas utiliser le cas B3 sauf indications contraires des spécifications particulières du marché.

### 1.3.7. Charges de vent NV65.

Les pressions de vent à appliquer sur une structure sont définies par les règles NV65 modifiées 99.

Les valeurs de ces pressions dépendent notamment :

- De la région de construction.
- De l'exposition du site.
- De la hauteur de la construction.
- De la largeur exposée au vent.
- De la rigidité de la construction.

Pour générer le vent sur un bâtiment, on doit passer par les étapes suivantes :

- Détermination de la pression corrigée.
- Détermination de l'exposition au vent de chaque paroi du bâtiment : on parlera de statut au vent.
- Détermination des coefficients de pressions intérieurs et extérieurs.
- Détermination des pressions appliquées sur chaque paroi.

#### 1.3.7.1. Pression dynamique de base

La pression dynamique de base correspond à la pression de vent qui s'exerce à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque et sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m.

Cette pression, notée  $q_{10}$ , est définie par le tableau suivant (§1,232 du NV65), en fonction de la zone géographique de construction :

	Pression dynamique de base normale (daN/m <sup>2</sup> )	Pression dynamique de base extrême (daN/m <sup>2</sup> )
<b>Zone 1</b>	50	87,5
<b>Zone 2</b>	60	105
<b>Zone 3</b>	75	131
<b>Zone 4</b>	90	157,5
<b>Zone 5</b>	120	210

Attention, au-delà de 1000m d'altitude, le cahier des charges de la structure doit obligatoirement prescrire les pressions dynamiques à utiliser.

Comme on peut le voir dans le tableau ci-dessus, le dimensionnement d'une structure doit se faire en envisageant un calcul avec la pression dynamique de base et un calcul avec la pression dynamique extrême. Le ratio entre les deux valeurs est de 1,75.

Bien entendu, le vent normal et le vent extrême n'auront pas les mêmes facteurs de pondérations lors de la combinaison avec les autres actions.

La zone 5 correspond aux DOM « Cycloniques ».

Les autres zones sont définies par la carte suivante :



Attention, le NV65 stipule que ces valeurs sont données pour un site normal : en région montagneuse, même à une altitude inférieure à 1000 m, ces valeurs ne doivent être adoptées qu'après examen des conditions topographiques locales.

### 1.3.7.2. Correction de la pression en fonction de la hauteur.

La correction de la pression de base en fonction de la hauteur au-dessus du sol est donnée par la formule suivante (§1,241) :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60} \quad (H \text{ étant exprimée en m}).$$

- La valeur de H doit être comprise entre 0 et 500m.
- Pour les constructions en bordure immédiate de littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m.

### 1.3.7.3. Pression finale de vent.

Pour obtenir la pression finale de vent à prendre en compte, il faut pondérer la pression  $q_H$  par un certain nombre de coefficient qui tiennent compte de la géométrie et du site d'implantation de la construction :

$$q_v = k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot q_H$$

Avec

- $k_s$  : coefficient de site (§1,242).
- $k_m$  : effet de masque (§1,243).
- $\delta$  : effet des dimensions (§1,244).
- $\beta$  : coefficient de majoration dynamique (§1,511).

#### Coefficient de site

Ce coefficient a pour but de prendre en compte les effets du site à l'intérieur d'une région donnée. Il est défini à partir du tableau suivant :

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
<b>Site protégé</b>	0,80	0,80	0,80	0,80	- (1)
<b>Site normal</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Site exposé</b>	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

(1) La notion de site protégé n'est pas applicable pour cette zone.

La nature du site doit être définie par le cahier des charges d'après les données locales.

Le NV65 indique également que l'application d'un coefficient réducteur pour les constructions de grande hauteur doit être expressément justifié.

#### Effet de masque

On dit qu'il y a effet de masque lorsqu'une construction est abritée partiellement ou totalement du vent par une autre construction.

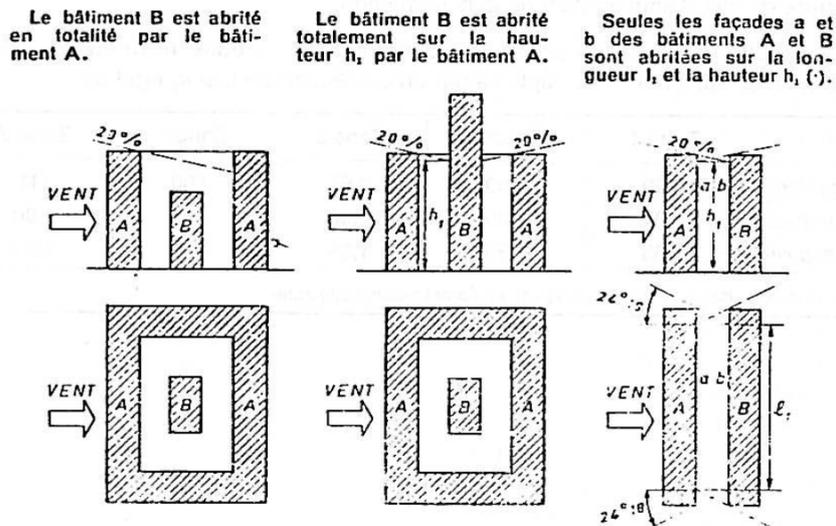
Le problème est que l'effet de masque peut-être favorable ou défavorable :

- Il va se traduire par une aggravation des actions du vent lorsque la construction masquée se situe dans le sillage de turbulence du vent. Dans ce cas, seuls des essais en soufflerie peuvent donner des renseignements précis.
- Il va se traduire par une réduction des effets du vent dans les autres cas. **On peut alors réduire de 25% les actions du vent, sans que les réductions totales ne dépassent les 33%.**

Pour pouvoir appliquer une réduction des actions du vent due aux effets de masque, on doit respecter les critères suivants :

- Les surfaces intéressées doivent être entièrement abritées par le masque pour toutes les directions de vent dans le plan horizontal.
- Les surfaces intéressées doivent être situées au-dessous de la surface décrite par une génératrice ayant une pente de 20% vers le sol.

Ces conditions se traduisent par les schémas suivants :

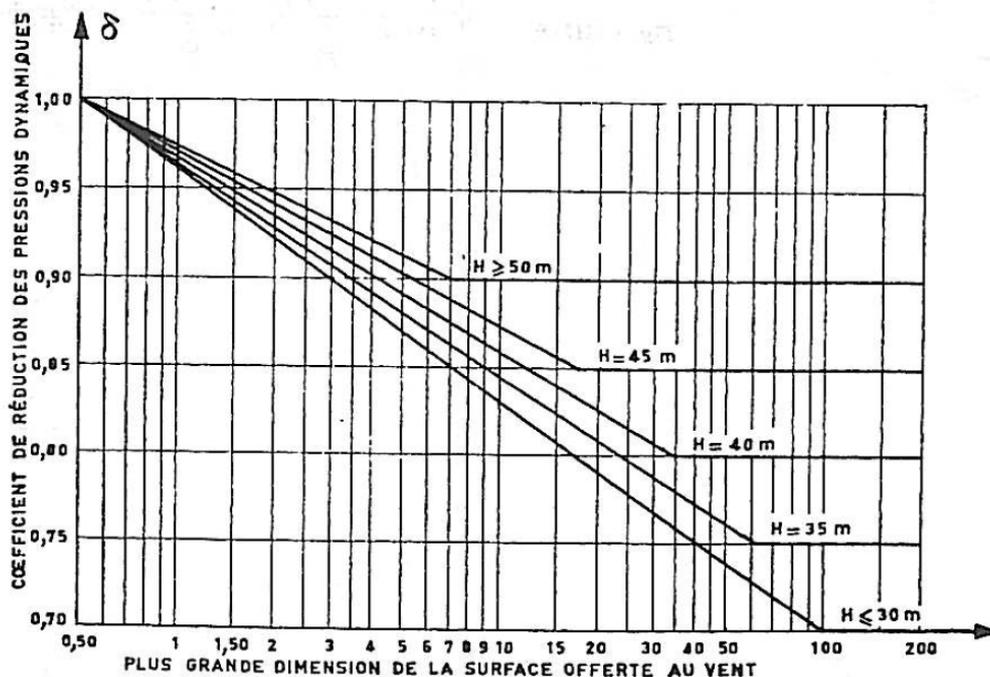


Dans la pratique, il est rare de prendre en compte une minoration due aux effets de masque, notamment du fait de la possible évolution des bâtis autour de la construction considérée.

**Effet des dimensions**

Ce coefficient tient compte de l'évolution de la pression dynamique en fonction de la dimension de la surface exposée. En effet, les tourbillons du vent sont d'autant plus faibles que la surface frappée est grande.

Le coefficient  $\delta$  est défini par le graphe suivant :



**ATTENTION, on entend par plus grande dimension, la plus grande dimension de la surface intéressant l'élément considéré (voir annexe 3 des NV65).**

De plus, il faut vérifier que les réductions « Effet de masque » + « Effet des dimensions » ne dépassent pas 33%, soit  $k_m \times \delta > 0,67$ .

**Coefficient de majoration dynamique**

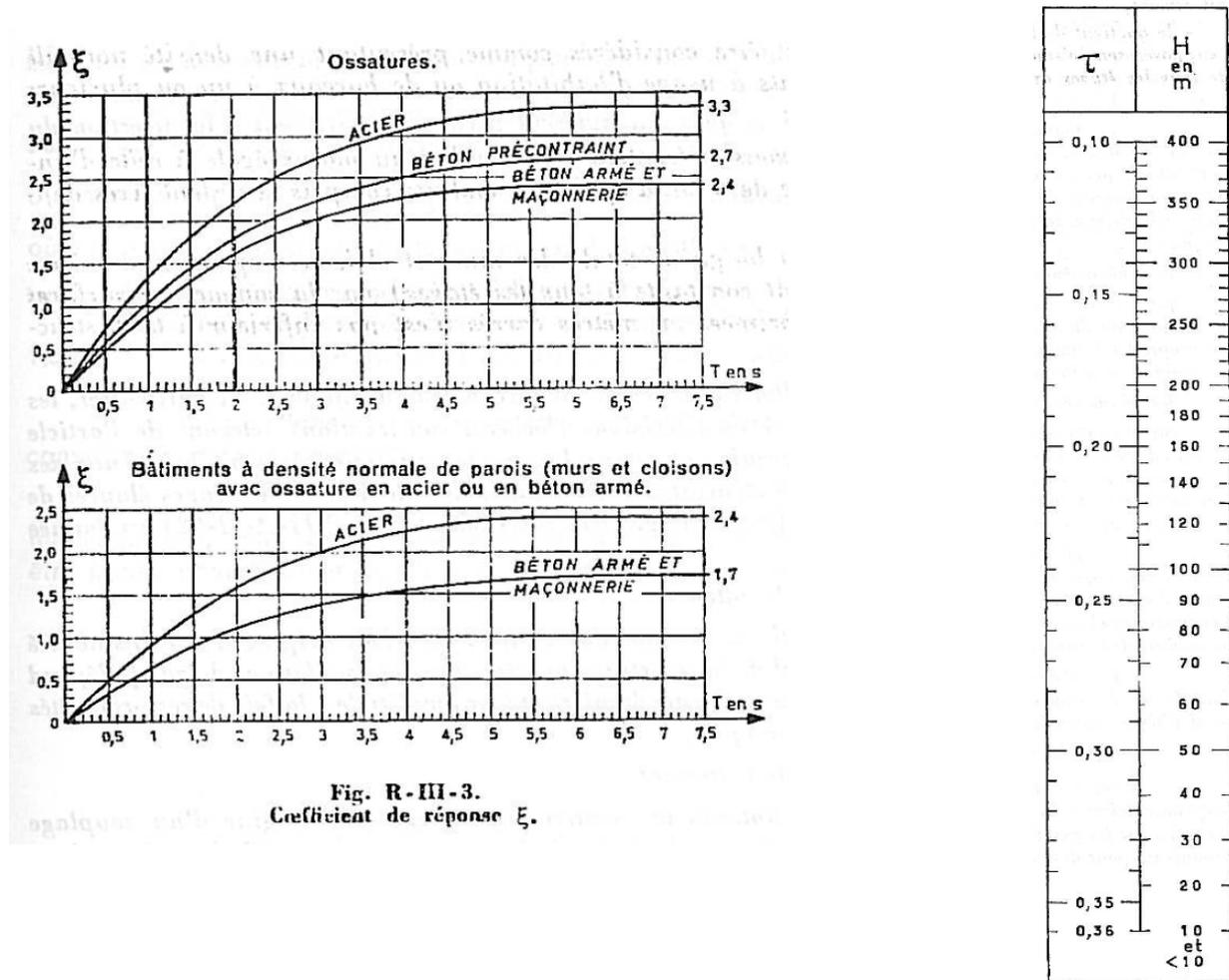
Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, on multiplie les actions du vent par un coefficient dit de majoration dynamique. Ce coefficient est différent selon qu'on l'applique aux charges normales ou aux charges extrêmes de vent.

Pour les charges normales de vent, le coefficient  $\beta$  est donné par la formule :

$$\beta = \theta \cdot (1 + \xi \cdot \tau)$$

Avec :

- $\xi$  et  $\tau$  sont donnés par les graphes suivants en fonction de la hauteur de la construction et de la pulsation du mode fondamental de la structure (voir annexe 4 des NV65).



- $\theta$  est également fonction de la hauteur du sommet de la construction :
  - $\theta = 0,7$  si  $H < 30m$
  - $\theta = 0,70 + 0,01(H - 30)$  si  $30 m < H < 60 m$
  - $\theta = 1$  si  $H > 60 m$

Prenons l'exemple d'un bâtiment en béton de 30m de haut, dont la période fondamentale est de 0,15s, on a :

- $T = 0,15s \Rightarrow \xi = 0,15$
- $H = 30m \Rightarrow \tau = 0,33$
- $\theta = 0,7$
- Ce qui nous donne  $\beta = 0,7(1 + 0,15 \times 0,33) = 0,73$

Pour les charges extrêmes de vent, on multiplie le coefficient obtenu précédemment par  $\left(0,5 + \frac{\theta}{2}\right)$ .

Dans la pratique, on prend très souvent ce coefficient égal à 1 pour ne pas avoir à estimer la période fondamentale de la structure. Ce coefficient peut être important dans le cas des structures souples.

**Pour les actions perpendiculaires à la direction du vent, on prendra toujours  $\beta = 1$ .**

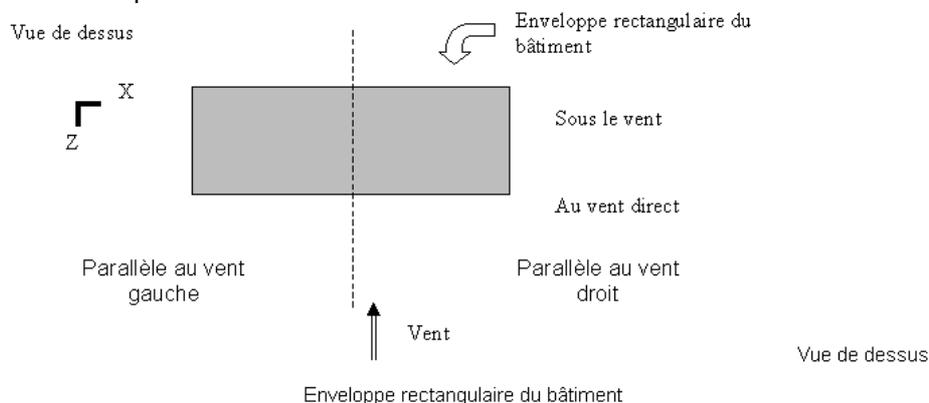
**De plus, quelque soit le cas de figure, le coefficient d'amplification dynamique ne doit jamais être inférieur à 1.**

#### 1.3.7.4. Statut au vent des parois.

Le statut d'une paroi est directement de son exposition par rapport à la direction du vent :

- Lorsque la paroi est directement frappée par le vent, on parle de paroi « au vent direct ».
- Lorsque la paroi n'est pas directement frappée par le vent, on parle de paroi « sous le vent direct ».

Cela peut se résumer par le schéma suivant :



#### 1.3.7.5. Actions sur les parois

Les actions sur chaque paroi sont définies par la formule suivante :

$$F = (C_e - C_i) \cdot q_v$$

Les coefficients  $C_e$  et  $C_i$  sont appelés coefficients de pression, respectivement coefficient de pression extérieure et coefficient de pression intérieure.

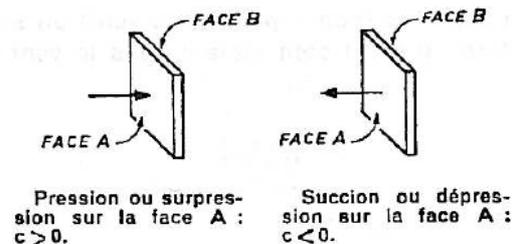
Les coefficients  $C_e$  et  $C_i$  doivent être pris en compte avec leurs signes respectifs (voir convention des signes ci-après).

### 1.3.7.6. Coefficient de pression extérieure

Pour les coefficients de pressions extérieures, notés  $C_e$ , la convention de signe (définie par le NV65) est la suivante :

- $C_e > 0$  si l'action du vent est dirigée de l'extérieur vers l'intérieur : on parle alors de pression ou surpression.
- $C_e < 0$  si l'action du vent est dirigée de l'intérieur vers l'extérieur : on parle alors de dépression ou de suction.

Cette convention est illustrée par le schéma suivant issu des règles NV65 :



Pour déterminer le coefficient  $C_e$ , on distingue :

- Les parois verticales
- Les toitures

#### Coefficient pour les parois verticales

On détermine le coefficient  $C_e$  à partir des formules suivantes :

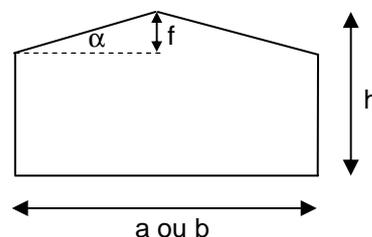
- Pour toutes les faces au vent, on prend  $C_e = +0,8$ .
- Pour les faces sous le vent, on prend  $C_e = -(1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8)$ .

Le coefficient  $\gamma_0$  est un coefficient qui permet de tenir compte de l'influence du rapport des dimensions de la structure dans la répartition des charges de vent.

#### Coefficient $C_e$ pour les toitures

Pour différents types de toitures, le coefficient  $C_e$  se déduit de diagrammes donnés dans les règles NV65.

Prenons le cas le plus courant des toitures uniques, il existe deux diagrammes en fonction de la flèche « f » de la toiture :



Ce coefficient  $C_e$  est à déterminer de façon séparée pour les directions de vent perpendiculaires aux génératrices de la toiture et pour les directions de vent perpendiculaires aux génératrices de la toiture.

- Si  $f \leq \frac{h}{2}$  on applique le diagramme R-III-6 des NV65 qui donne la valeur de  $C_e$  en fonction de et de  $\gamma_0$ .
  - Pour un vent normal aux génératrices, on prend en compte  $\alpha$  et  $\gamma_0$ .
  - Pour un vent parallèle aux génératrices, on prend le même diagramme mais en considérant  $\alpha = 0^\circ$ .

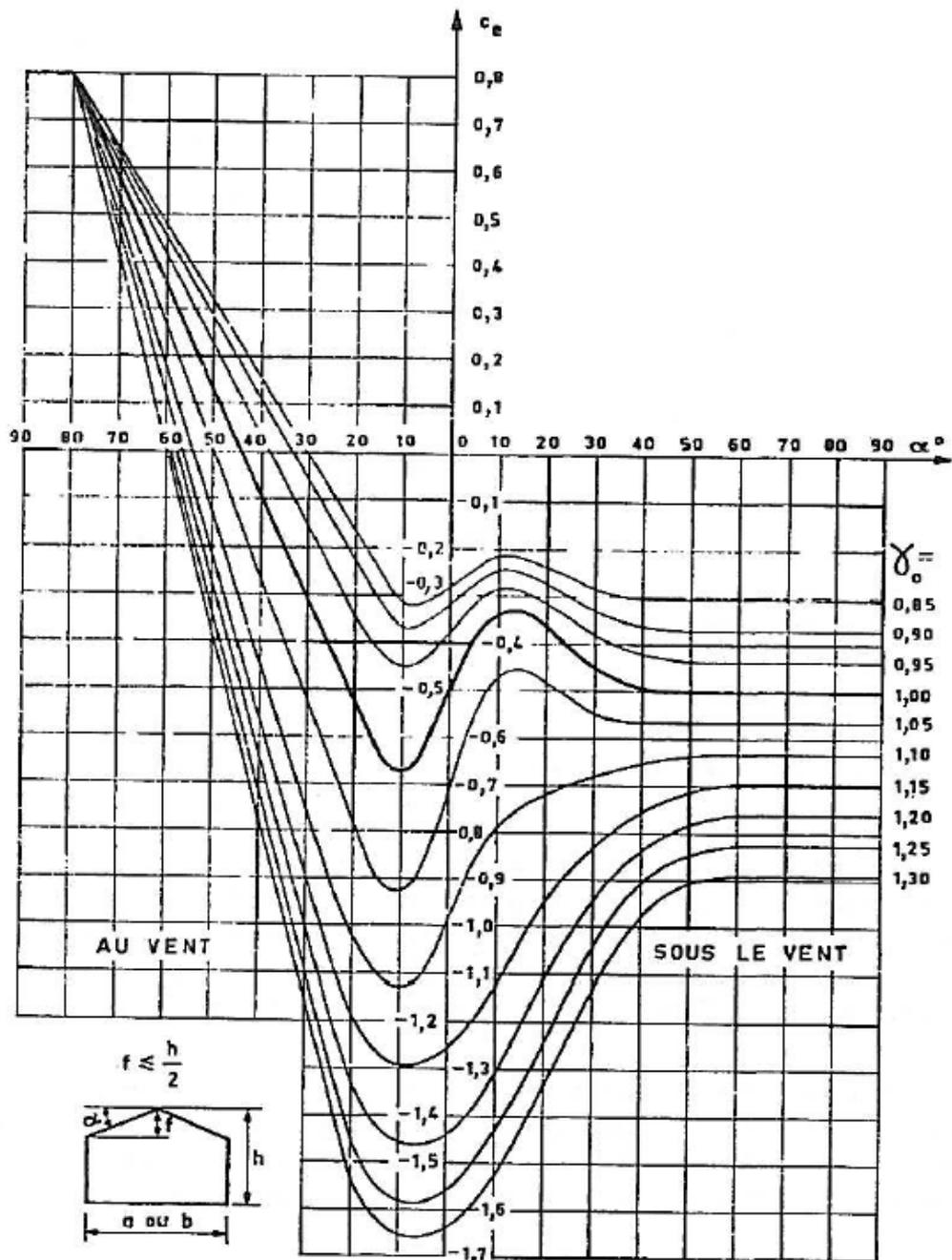


Fig. R-III-6. — Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient  $C_e$ .

- Si  $\frac{4}{5}h \leq f \leq h$ , on applique le diagramme R-III-6 Bis des règles NV65 qui définit le coefficient  $C_e$  uniquement en fonction de l'angle d'inclinaison de la toiture.

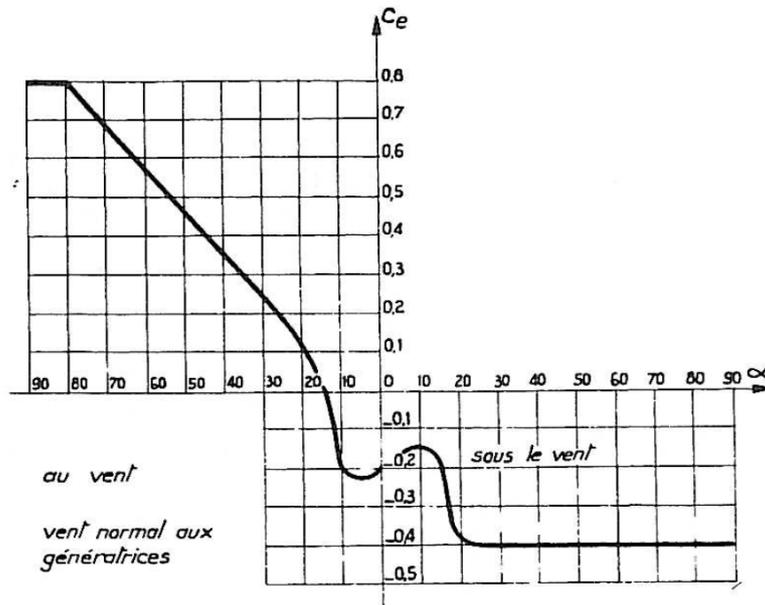
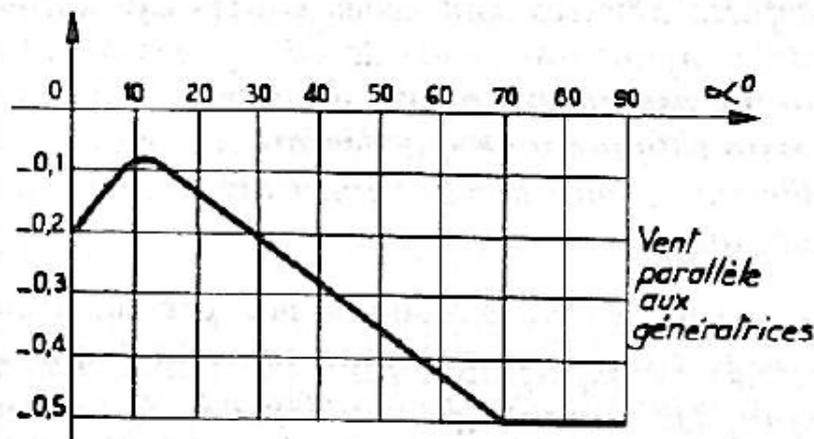


Fig. R-III-6 bis. — Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient  $C_e$ .

- Si  $\frac{h}{2} < f < \frac{4}{5}h$ , on effectue une interpolation entre les deux diagrammes précédents.

Les règles NV65 donnent également d'autres diagrammes pour différentes configuration de toitures, notamment les toitures en voûte.

ATTENTION, dans le cas d'un vent parallèle aux génératrices et si  $\frac{4}{5}h \leq f \leq h$ , on remplace le diagramme R-III-6 bis par le diagramme R-III-7 bis ci-dessous :



1.3.7.7. Détermination du coefficient Gamma.

Le coefficient  $\gamma_0$  est fonction du rapport des dimensions (élancement) de la construction et se détermine à partir du diagramme suivant :

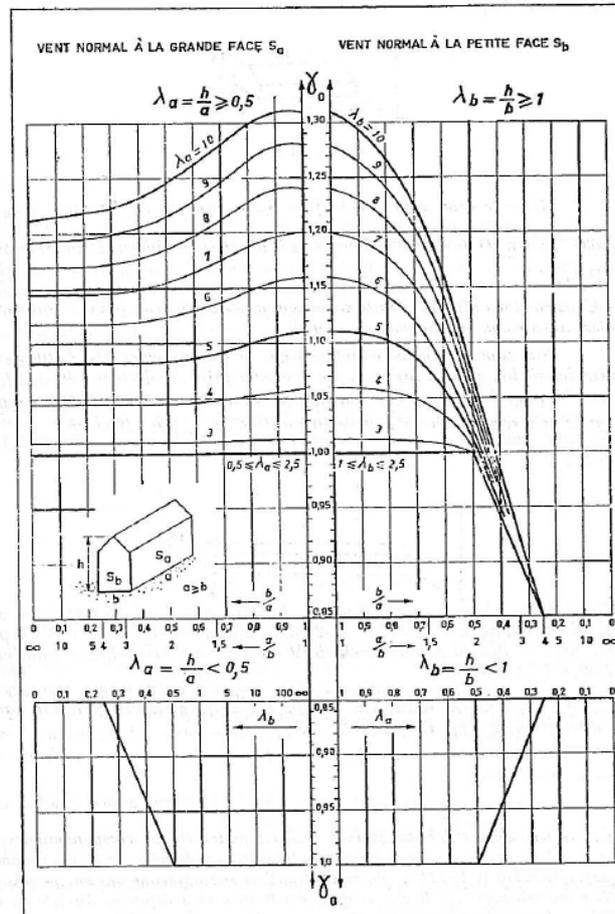


Fig. R-III-5. — Constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol, coefficient  $\gamma_0$ .

Pour un vent normal à la grande face  $S_a$  :

- Si  $\lambda_a \geq 0,5$  , on utilise le quadrant supérieur gauche en fonction de  $\lambda_a$  et du rapport  $\frac{b}{a}$  .
- Si  $\lambda_a < 0,5$  , on utilise le quadrant inférieur gauche en fonction de  $\lambda_b$  .
- Pour  $0,5 \leq \lambda_a \leq 2,5$  , on peut noter que l'on a une valeur constante  $\gamma_0 = 1$

Pour un vent normal à la petite face  $S_b$  :

- Si  $\lambda_b \geq 1$  , on utilise le quadrant supérieur droit en fonction de  $\lambda_b$  et du rapport  $\frac{b}{a}$  .
- Si  $\lambda_b < 1$  , on utilise le quadrant inférieur droit en fonction de  $\lambda_a$  .
- Pour  $1 \leq \lambda_b \leq 2,5$  , on peut noter que l'on a une valeur constante  $\gamma_0 = 1$

### 1.3.7.8. Coefficient de pression intérieure.

La convention de signe des coefficients de pression intérieure est inverse de celle des coefficients  $C_e$ .

Théoriquement, si on avait une construction fermée parfaitement étanche à l'air venu de l'extérieur, on n'aurait aucun effet de vent à l'intérieur de la structure et donc aucune pression intérieure.

Bien entendu, dans la réalité, la construction parfaitement étanche est un cas quasi-inexistant.

Par conséquent, on définit un coefficient de pression intérieure qui est directement lié à la perméabilité de la construction, c'est-à-dire la possibilité de passage de l'air à travers ses parois extérieures.

Les règles NV65 classent les parois en fonction de sa perméabilité  $\mu$  défini comme suit par les NV65 : « Une paroi a une perméabilité de  $\mu$  % si elle comporte des ouvertures de dimensions quelconques dont la somme des aires représente  $\mu$  % de son aire totale ».

D'après ce degré de perméabilité, les règles NV65 classent les constructions en 3 catégories :

- La construction est dite fermée si la perméabilité est inférieure à 5%.
- La construction est dite partiellement ouverte si sa perméabilité est comprise entre 5 et 35%.
- La construction est dite ouverte si la perméabilité est supérieure à 35%.

Dans le cas d'une structure partiellement ouverte ou ouverte, il faut déterminer pour chaque direction de vent si ces ouvertures sont situées face au vent ou sous le vent.

De plus, il faut faire deux calculs successifs en considérant que tous les ouvrants sont fermés (perméabilité inférieure à 5%) puis un calcul en considérant les ouvertures. On retiendra bien entendu l'effet enveloppe des deux calculs.

#### **Coefficient $C_i$ pour les constructions fermées.**

On est donc dans le cas  $\mu < 5\%$ , on a alors :

- Une surpression de  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$ .
- Une dépression de  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$ .

**ATTENTION, on doit faire le calcul en considérant les deux cas, surpression ou dépression interne.**

Par contre, dans le cas d'une construction avec des planchers intermédiaires, il n'est pas nécessaire de tenir des pressions intermédiaires sur ces planchers. On ne les prendra en compte que pour le dimensionnement de la toiture par exemple.

#### **Coefficient $C_i$ pour les constructions comportant une paroi ouverte.**

On est dans le cas où  $\mu > 35\%$  sur la paroi ouverte, les autres parois ayant une perméabilité inférieure à 5%.

Dans ce cas, le coefficient  $C_i$  dépend de l'orientation de la paroi ouverte par rapport à la direction du vent :

- Lorsque la paroi ouverte est au vent :
  - On applique une dépression de  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$  sur cette paroi.
  - On applique une surpression de  $C_i = +0,8$  sur les autres parois.

- Lorsque la paroi ouverte est sous le vent :
  - On applique une surpression de  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$  sur cette paroi.
  - On applique une dépression de  $C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$  sur les autres parois (attention cette dépression n'est pas identique à celle du cas où la paroi ouverte est exposée au vent).

### **Coefficient $C_i$ pour les constructions partiellement ouvertes**

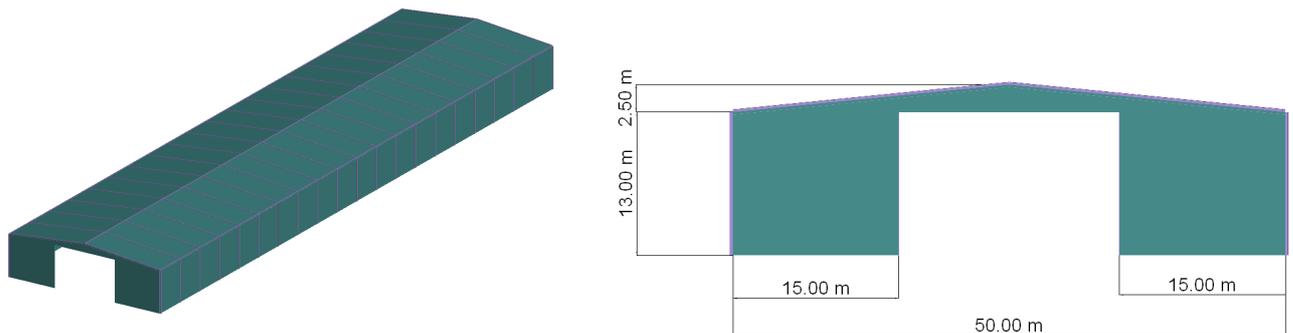
Dans ce cas, le calcul se fait par interpolation linéaire en fonction des perméabilités, en considérant les deux cas précédents.

**Dans tous les cas, quelques soient les valeurs obtenues par calcul, les coefficients  $C_i$  doivent être bornés aux valeurs suivantes :**

- Si le calcul conduit à  $-0,20 < C_i < 0$ , on doit prendre  $C_i = -0,2$ .
- Si le calcul conduit à  $0 < C_i < +0,15$ , on doit prendre  $C_i = +0,15$ .

### **1.3.8. Exemple de calcul au vent**

On cherche à déterminer les charges de vent sur le bâtiment industriel suivant :



Le bâtiment est composé de 21 portiques symétriques encastres en pied, espacés de 10 m, soit une longueur totale de 200 mètres.

Il y a une ouverture possible sur 1 seul pignon dont les dimensions figurent sur le schéma précédent.

Les hypothèses de vent sont les suivantes :

- Région IV
- Près du littoral – Plaine – Site Exposé.
- Période d'oscillation de la structure :  $T = 0,2s$ .

#### 1.3.8.1. Détermination de la pression dynamique.

- Région IV
  - $q_{10n} = 90 daN / m^2$  .
  - $q_{10e} = 157,5 daN / m^2$  .

La pression de vent est donnée par la formule  $q_v = k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot q_H$  .

Pour simplifier les calculs, on considère une pression constante correspondant à celle de la hauteur du faitage :

- $H = 15,5\text{m} \Rightarrow \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60} = 2,5 \cdot \frac{15,5 + 18}{15,5 + 60} = 1,11$ .
- On a donc une pression :
  - $q_{vn} = 1,11 \times 90 = 99,9 \text{ daN} / \text{m}^2$
  - $q_{ve} = 1,11 \times 157,5 = 174,83 \text{ daN} / \text{m}^2$

#### Effet de site

- Site Exposé – Région IV  $\Rightarrow k_s = 1,20$

#### Effet de masque

- On ne considère pas d'effet de masque, donc  $k_m = 1$

#### Effet des dimensions

On lit le coefficient  $\delta$  depuis l'abaque de la page 45, en considérant la surface de chargement reprise par un portique, soit  $10\text{m} \times 15,5\text{m}$ .

- Plus grande dimension : 15,5m.
- Hauteur : 15,5m
- Soit un coefficient  $\delta \approx 0,83$

Attention, il faut vérifier que les réductions « Effet de masque » + « Effet des dimensions » ne dépassent pas 33%, soit  $k_m \times \delta > 0,67$ .

Dans notre cas, on a  $k_m \times \delta = 1 \times 0,83 > 0,67 \Rightarrow \text{OK}$

#### Coefficient d'amplification dynamique

Le coefficient d'amplification dynamique doit être déterminé pour les actions parallèles à la direction du vent. On applique pour cela la formule  $\beta = \theta \cdot (1 + \xi \cdot \tau)$  avec les paramètres suivants :

- Période  $T = 0,2\text{s}$ , on considère une ossature  $\Rightarrow$  on lit sur le tableau R-III-3  $\xi = 0,3$ .
- Pour une hauteur  $H = 15,5\text{m}$ , le diagramme R-III-4 nous donne  $\tau = 0,35$ .
- Pour une hauteur inférieure à 30m, on a  $\theta = 0,70$ .
- Pour le vent normal :  $\beta_n = 0,70(1 + 0,3 \times 0,35) = 0,77 < 1 \Rightarrow \beta_n = 1$ .
- Pour le vent extrême :  $\beta_e = \beta_n \left( 0,5 + \frac{\theta}{2} \right) = 1 \left( 0,5 + \frac{0,7}{2} \right) = 0,85 < 1 \Rightarrow \beta_e = 1$

Pour les actions perpendiculaires à la direction du vent, on prend un coefficient  $\beta = 1$ .

La pression dynamique de base vaut donc :

- Vent normal :  $q_n = 1,20 \times 1 \times 0,83 \times 1 \times 99,9 \approx 99,9 \text{ daN} / \text{m}^2$ .
- Vent extrême :  $q_e = 1,20 \times 1 \times 0,83 \times 1 \times 174,83 \approx 174,83 \text{ daN} / \text{m}^2$

### 1.3.8.2. Coefficients de pression extérieure.

On détermine dans un 1<sup>er</sup> temps la valeur du coefficient  $\gamma_0$  pour les deux directions de vent :

- Vent  $\perp$  à la grande face :  $\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{15,5}{200} = 0,08 < 0,5 \Rightarrow \gamma_0$  sera donc fonction de  $\lambda_b = \frac{15,5}{50} = 0,31$  par lecture du diagramme R.III.5. On a  $\gamma_0 = 0,88$ .
- Vent  $\perp$  à la petite face :  $\lambda_b = \frac{15,5}{50} = 0,31 < 1 \Rightarrow \gamma_0$  sera donc fonction de  $\lambda_a = 0,08$  par lecture du diagramme R.III.5. On a  $\gamma_0 = 0,85$ .

On détermine ensuite le coefficient extérieur pour les parois verticales et la toiture.

#### **Coefficient $C_e$ pour les parois verticales**

Parois au vent :  $C_e = +0,8$

Parois sous le vent :

- Vent  $\perp$  au long-pan (grande face) :  $C_e = -(1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 \times 0,88 - 0,8) = -0,34$
- Vent  $\perp$  au pignon (petite face) :  $C_e = -(1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 \times 0,85 - 0,8) = -0,31$

#### **Coefficient $C_e$ pour la toiture**

La flèche de la toiture vaut  $f = 2,5 < \frac{h}{2} = 7,75m$ .

- Pour le vent  $\perp$  au long-pan (grande face), on applique le tableau R-III-6 avec un angle  $\alpha = 5,7^\circ$  et  $\gamma_0 = 0,88 \Rightarrow$  on a un coefficient :
  - $C_e = -0,34$  au vent.
  - $C_e = -0,27$  sous le vent.
- Pour le vent  $\perp$  au pignon (petite face), on applique le tableau R-III-6 avec un angle  $\alpha = 0^\circ$  et  $\gamma_0 = 0,85 \Rightarrow$  on a un coefficient :
  - $C_e = -0,29$  quelque soit le statut de la paroi.

### 1.3.8.3. Coefficients de pression intérieure

Pour les coefficients de pression intérieure, il faut distinguer deux cas de figure :

- Construction fermée.
- Construction avec une paroi ouverte.

Dans le cas de la paroi ouverte, la perméabilité correspondante est  $\mu = \frac{20 \times 13}{50 \times 13 + \frac{2,5 \times 50}{2}} = 36\%$ .

Dans le cas de la construction ouverte, on a une perméabilité supérieure à 35%.

**Construction fermée.**

On doit étudier les deux cas possibles :

- Une surpression de  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$ .
- Une dépression de  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$ .

On voit que le coefficient  $C_i$  dépend du coefficient  $\gamma_0$  et donc de la direction du vent :

- Vent  $\perp$  au long-pan (grande face) :  $\gamma_0 = 0,88$ 
  - Surpression :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,6(1,8 - 1,3 \times 0,88) = +0,39$
  - Dépression :  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,6(1,3 \times 0,88 - 0,8) = -0,21$
- Pour le vent  $\perp$  au pignon (petite face) :  $\gamma_0 = 0,85$ 
  - Surpression :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3 \times 0,85) = +0,42$
  - Dépression :  $C_i = -0,6(1,3 \times 0,85 - 0,8) = -0,18 < -0,2 \Rightarrow C_i = -0,2$

**Construction ouverte**

Nous avons déterminé précédemment une perméabilité de 36% > 35%.

Dans ce cas, le coefficient  $C_i$  dépend de l'orientation de la paroi ouverte par rapport à la direction du vent :

- Lorsque la paroi ouverte est au vent :
  - On applique une dépression de  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$  sur cette paroi.
  - On applique une surpression de  $C_i = +0,8$  sur les autres parois.
- Lorsque la paroi ouverte est sous le vent :
  - On applique une surpression de  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$  sur cette paroi.
  - On applique une dépression de  $C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$  sur les autres parois (attention cette dépression n'est pas identique à celle du cas où la paroi ouverte est exposée au vent).

Le cas de la paroi au vent correspond à un vent perpendiculaire au pignon, donc  $\gamma_0 = 0,85$ .

Le cas de la paroi sous le vent correspond à plusieurs directions de vent possibles, donc  $\gamma_0 = 0,85$  ou  $\gamma_0 = 0,88$ .

- Paroi ouverte exposée au vent ( $\gamma_0 = 0,85$  car vent pignon) :
  - Ouverture :  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,18 < -0,2 \Rightarrow C_i = -0,2$ .
  - Autres parois (toiture et parois verticales) :  $C_i = +0,8$
- Paroi ouverte sous le vent ( $\gamma_0 = 0,85$  car vent pignon) :
  - Vent  $\perp$  au long-pan (grande face) :  $\gamma_0 = 0,88$ 
    - Ouverture :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,39$
    - Autres parois :  $C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,34$
  - Vent  $\perp$  au pignon (petite face) :  $\gamma_0 = 0,85$ 
    - Ouverture :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,42$
    - Autres parois :  $C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,31$

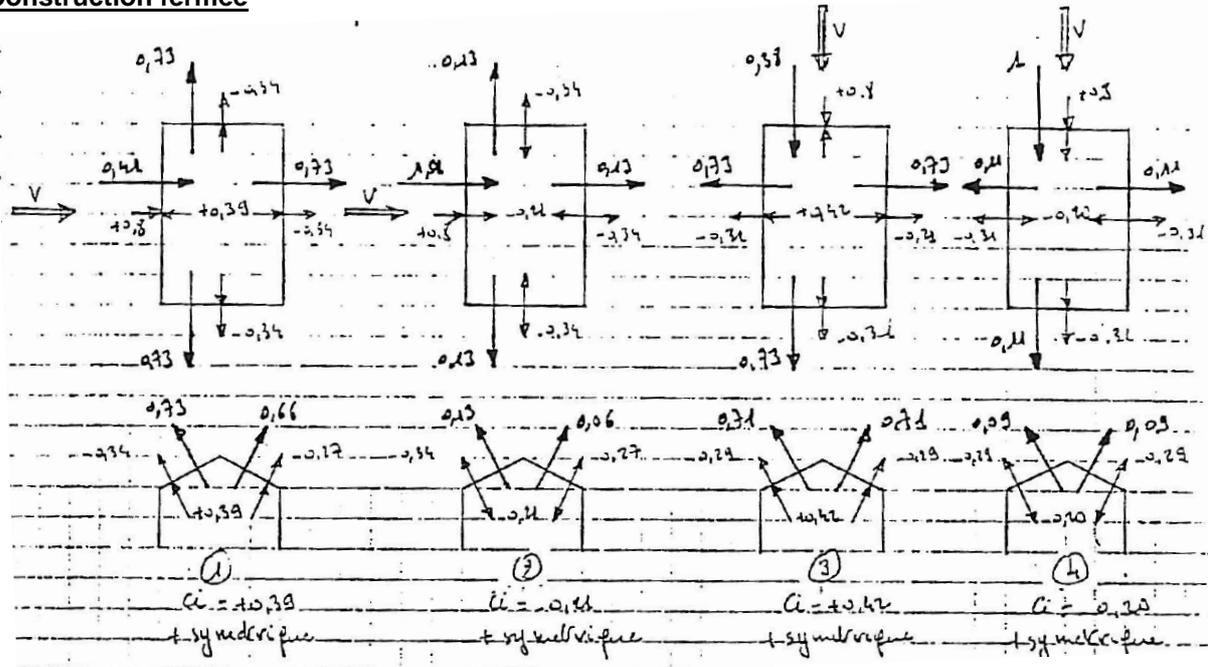
### 1.3.8.4. Coefficient de pression globale

On détermine le coefficient global  $C_e - C_i$  en considérant toutes les combinaisons possibles :

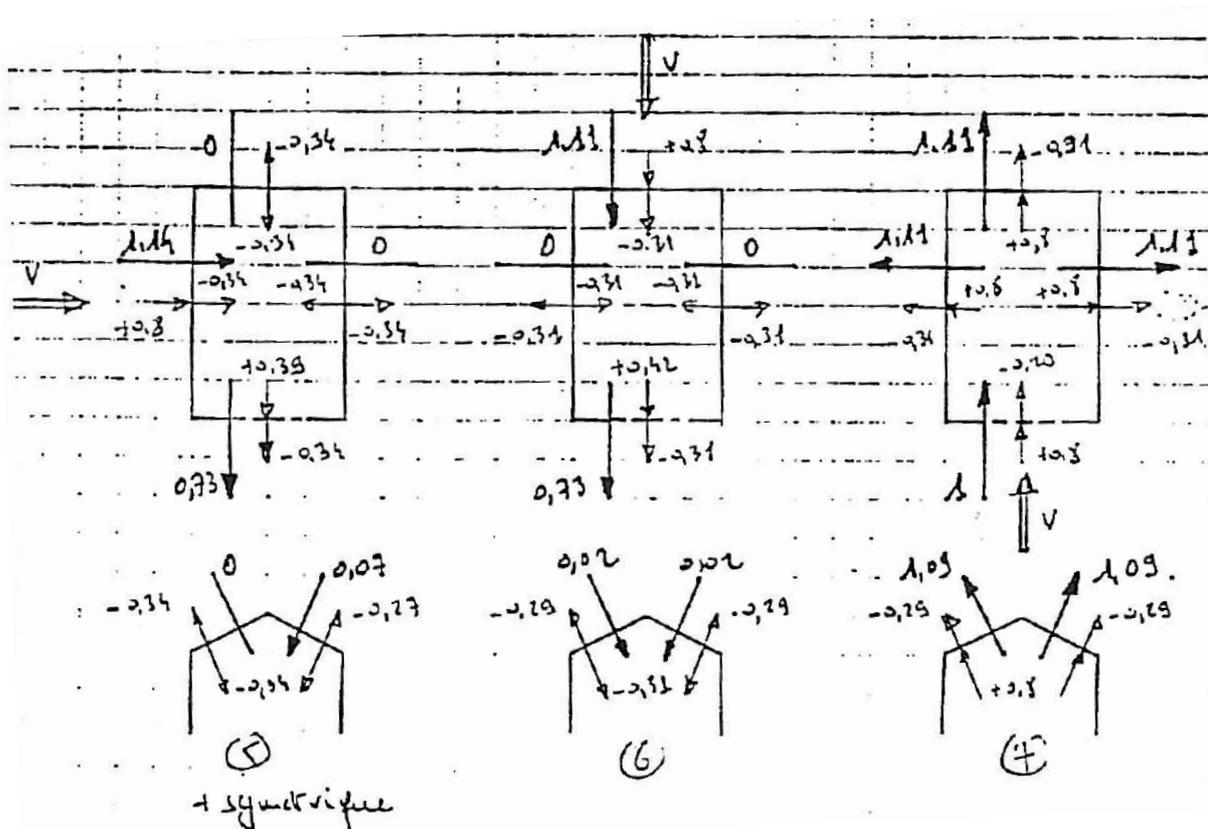
- 4 directions de vent.
- Surpression ou dépression interne.
- Construction ouverte ou fermée.

On obtient donc 7 cas possibles dont 5 cas qui ont un cas symétrique correspondant.

#### Construction fermée



#### Construction ouverte

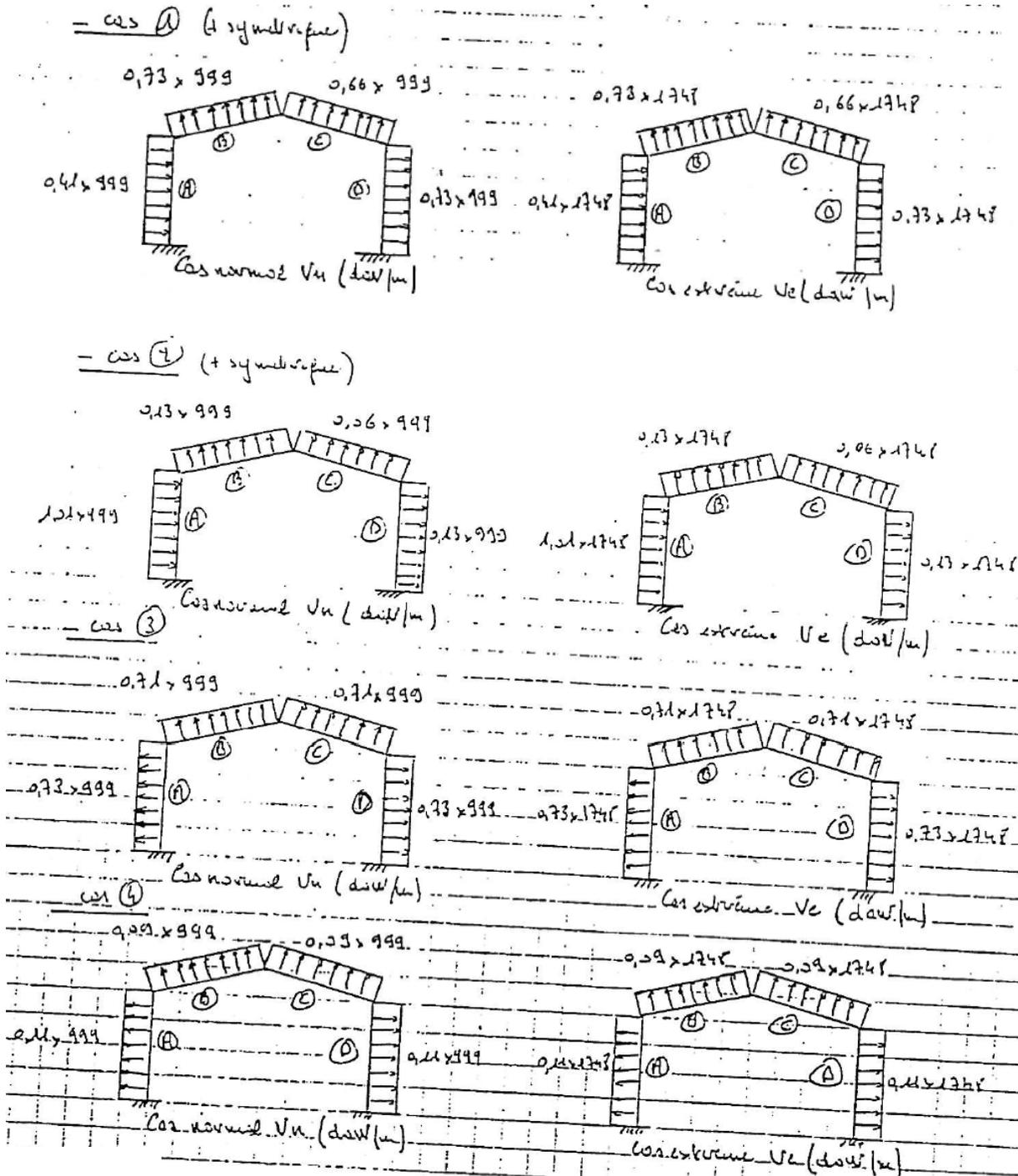


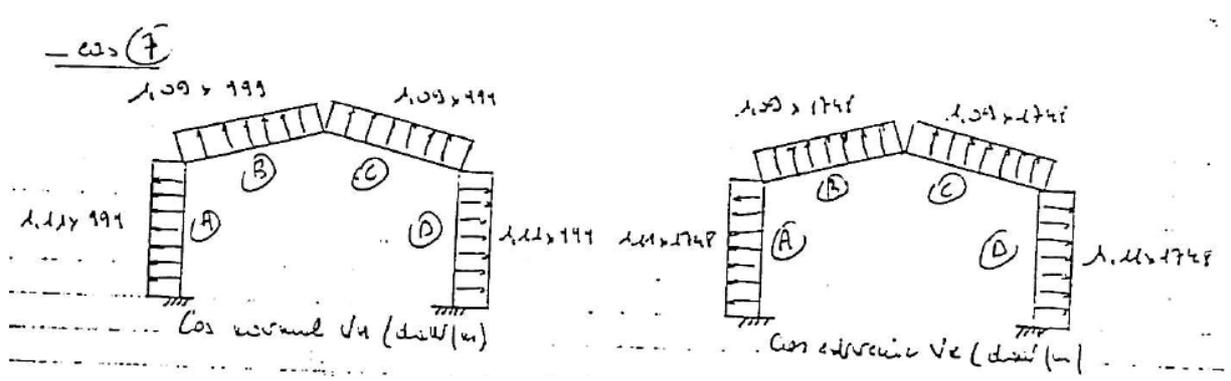
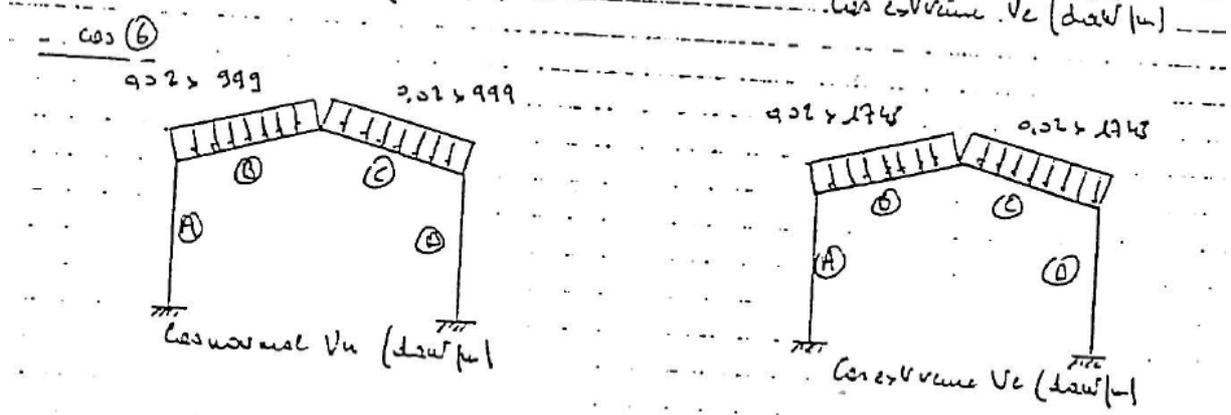
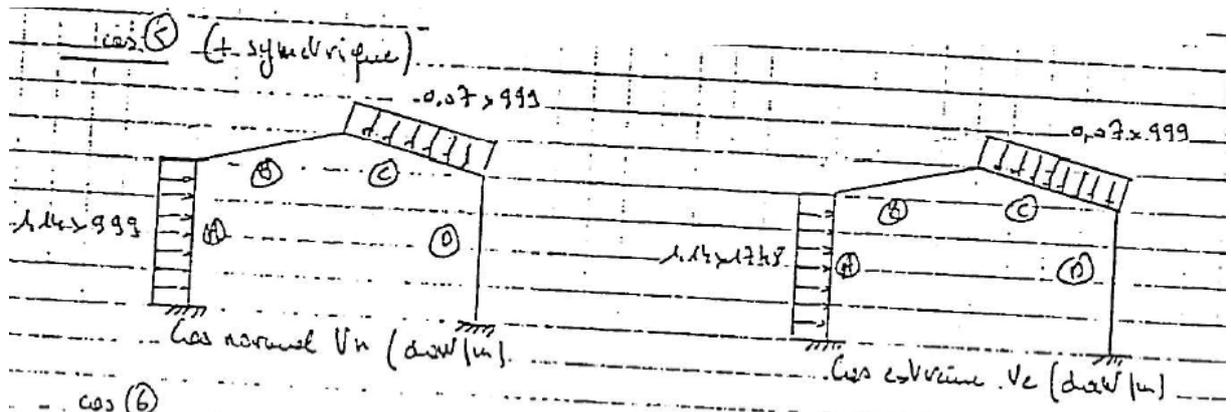
1.3.8.6. Actions sur les parois

Les schémas suivants représentent les charges sur les parois en considérant un entraxe de portique de 10m, ce qui nous donne les charges de vent suivantes, exprimées par mètre linéaire :

- Vent normal :  $P_n = 99,9 \times 10 = 999 \text{ daN / m}$ .
- Vent extrême :  $P_e = 174,83 \times 10 = 1748 \text{ daN / m}$

Pour chaque cas vu précédemment, on a les diagrammes de chargement suivants :





### 1.3.9. Génération du vent selon l'EC1.

La génération du vent selon l'Eurocode 1 (partie 1-4) suit les mêmes principes que le NV65 :

- Calcul d'une pression de vent.
- Calcul des coefficients de pressions.
- Calcul des pressions exercées sur les parois.

L'EC1 raisonne en vitesse de vent alors que le NV65 résonne en pressions.

La plus grande différence se situe au niveau de la détermination des coefficients de pressions. Ces derniers sont définis pour des zones de façades ou de toitures.

#### 1.3.9.1. Coefficients $C_e$ – façades verticales.

L'Eurocode définit deux coefficients de pressions extérieures (§7.2.2) :

- $C_{pe,10}$  : pour les éléments reprenant une aire de chargement de plus de  $10\text{m}^2$ .
- $C_{pe,1}$  : pour les éléments reprenant une aire de chargement de moins de  $1\text{m}^2$ .

Pour des aires de chargement comprises entre 1 et  $10\text{m}^2$ , il faut faire une interpolation linéaire.

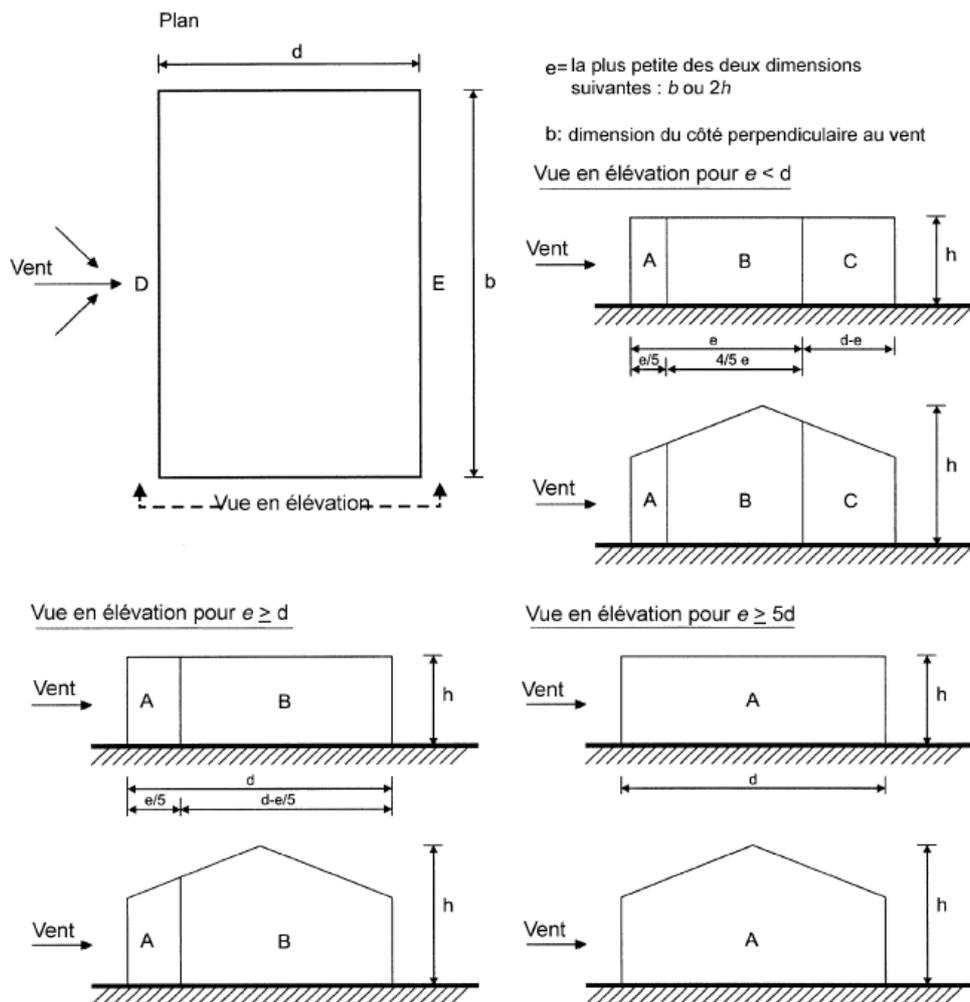


Figure 7.5 — Légende relative aux murs verticaux

Les coefficients sont définis par les tableaux suivants :

**Tableau 7.1 — Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire**

Zone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

NOTE 2 Pour les bâtiments avec  $h/d > 5$ , la charge totale du vent peut être fondée sur les dispositions données aux Sections 7.6 à 7.8 et 7.9.2.

1.3.9.2. Coefficients  $C_e$  – toitures terrasses.

Les zones de pressions sont définies par :

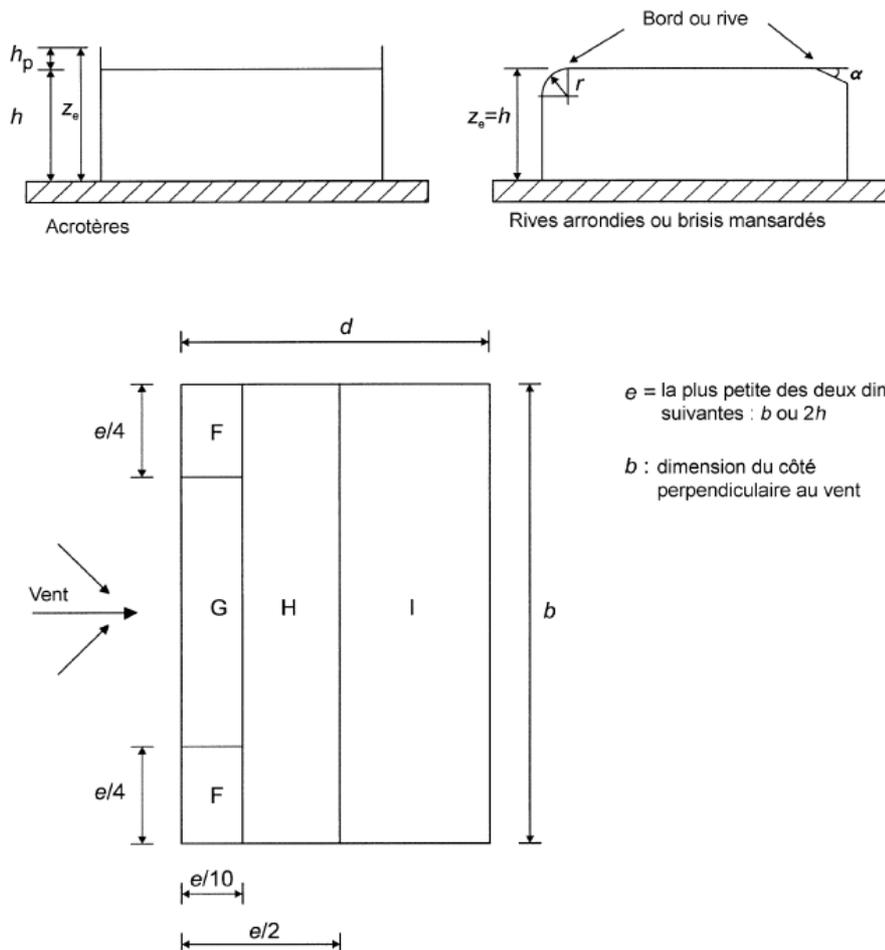


Figure 7.6 — Légende applicable aux toitures-terrasses

On a alors les coefficients suivants :

Tableau 7.2 — Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures-terrasses

Type de toiture		Zone							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
rives à arêtes vives		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
rives arrondies	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

NOTE 1 Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être utilisée pour les valeurs intermédiaires de  $h_p/h$  et  $r/h$ .

NOTE 2 Pour les toitures à brisis mansardés, une interpolation linéaire entre  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  et  $\alpha = 60^\circ$  peut être utilisée. Pour  $\alpha > 60^\circ$ , une interpolation linéaire entre les valeurs pour  $\alpha = 60^\circ$  et les valeurs applicables aux toitures-terrasses à arêtes vives peut être utilisée.

NOTE 3 En zone I, où des valeurs positives et négatives sont données, chacune des deux valeurs doit être prise en considération.

NOTE 4 Pour le brisis mansardé lui-même, les coefficients de pression extérieure sont donnés dans le Tableau 7.4a «Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures à deux versants» (direction du vent  $\theta = 0^\circ$ ), en considérant les zones F et G selon l'angle de pente du brisis.

NOTE 5 Pour la rive arrondie elle-même, les coefficients de pression extérieure sont obtenus par interpolation linéaire le long de l'arrondi, entre les valeurs relatives au mur et celles relatives à la toiture.

1.3.9.3. Coefficients  $C_e$  – toitures 1 versant

Les zones :

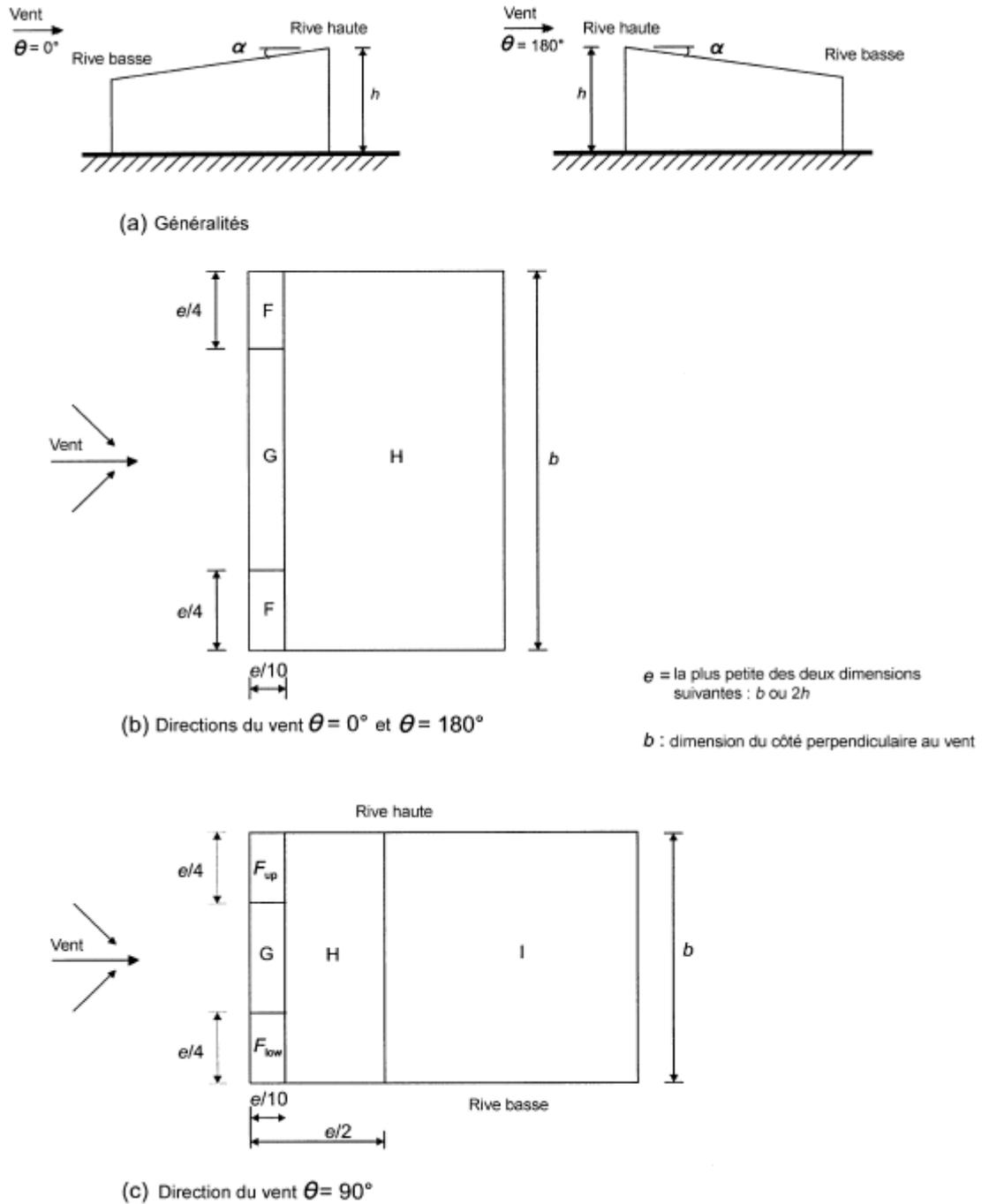


Figure 7.7 — Légende applicable aux toitures à un seul versant

Les coefficients :

Tableau 7.3a — Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures à un seul versant

Angle de pente $\alpha$	Zone pour la direction du vent $\theta = 0^\circ$						Zone pour la direction du vent $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+ 0,0		+ 0,0		+ 0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+ 0,2		+ 0,2		+ 0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6							
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+ 0,8		+ 0,8		+ 0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tableau 7.3b — Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures à un seul versant

Angle de pente $\alpha$	Zone pour la direction du vent $\theta = 90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

NOTE 1 Avec  $\theta = 0^\circ$  (voir tableau a)), la pression varie rapidement entre des valeurs positives et négatives pour un angle de pente  $\alpha$  allant de  $+ 5^\circ$  à  $+ 45^\circ$  ; c'est pourquoi des valeurs positives et négatives sont indiquées pour ces pentes. Pour ces toitures, il convient de prendre en considération deux cas : un cas présentant toutes les valeurs positives, et un cas présentant toutes les valeurs négatives. Un mélange de valeurs positives et négatives sur un même versant n'est pas admis.

NOTE 2 Pour les angles de pente intermédiaires, une interpolation linéaire peut être utilisée entre valeurs de même signe. Les valeurs égales à 0,0 sont données à cette fin d'interpolation.

On note que l'on a deux valeurs possibles de Cpe.

1.3.9.4. Coefficients  $C_e$  – toitures 2 versants

Les zones :

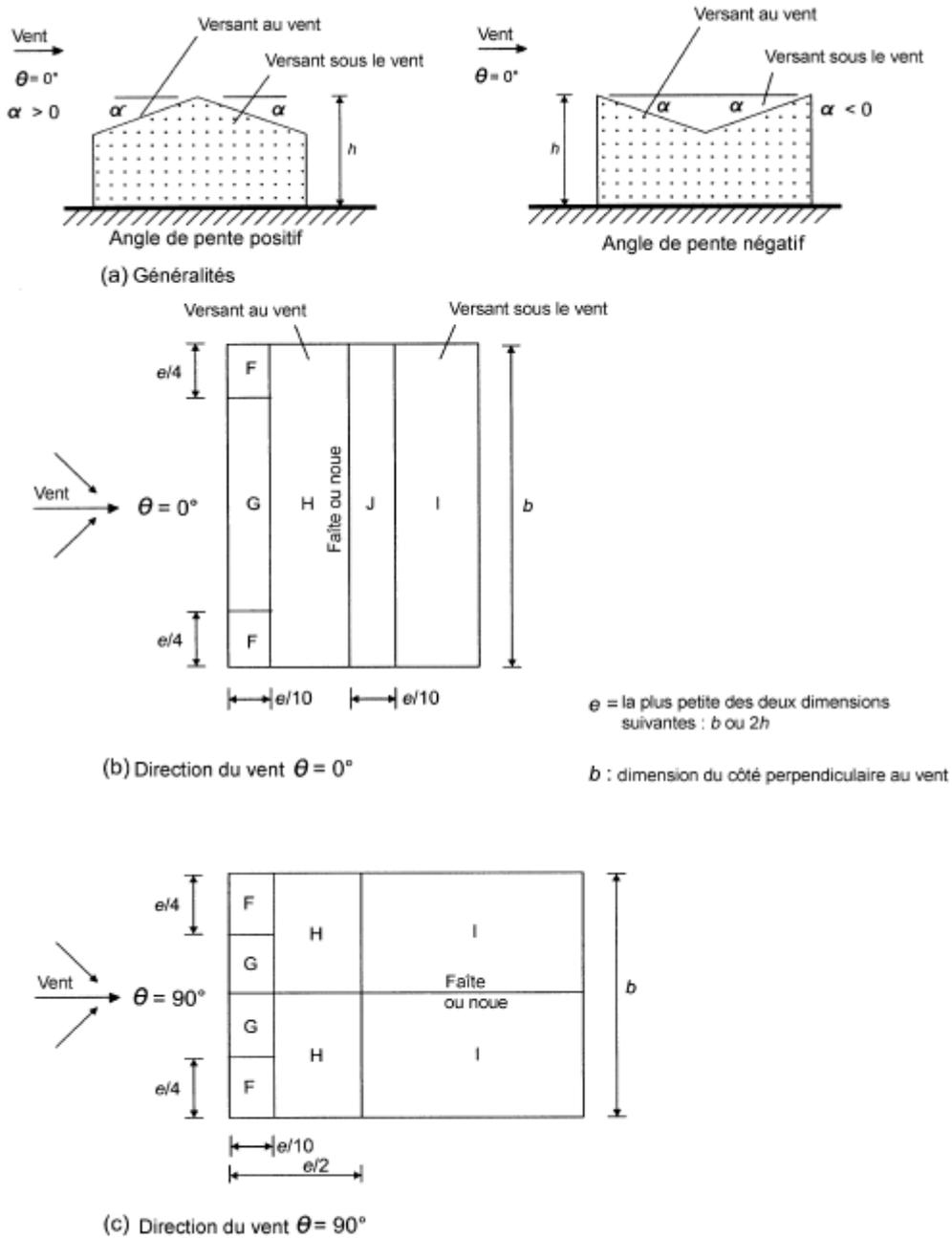


Figure 7.8 — Légende applicable aux toitures à deux versants

Les coefficients :

Tableau 7.4a — Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures à deux versants

Angle de pente $\alpha$	Zone pour la direction du vent $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTE 1 Avec  $\theta = 0^\circ$ , la pression varie rapidement entre des valeurs positives et négatives sur le versant au vent, pour un angle de pente  $\alpha$  allant de  $-5^\circ$  à  $+45^\circ$  ; c'est pourquoi des valeurs positives et négatives sont indiquées pour ces pentes. Pour ces toitures, il convient de prendre en considération quatre cas de figure avec lesquels les plus grandes ou les plus petites valeurs de toutes les zones F, G et H sont combinées aux plus grandes ou aux plus petites valeurs des zones I et J. Un mélange de valeurs positives et négatives sur un même versant, n'est pas admis.

NOTE 2 Pour les angles de pente intermédiaires de même signe, une interpolation linéaire peut être utilisée entre valeurs de même signe. (Ne pas effectuer d'interpolation entre  $\alpha = +5^\circ$  et  $\alpha = -5^\circ$ , mais utiliser les données relatives aux toitures-terrasses définies en 7.2.3). Les valeurs égales à 0,0 sont données à cette fin d'interpolation.

Tableau 7.4b — Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures à deux versants

Angle de pente $\alpha$	Zone pour la direction du vent $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

### 1.3.9.5. Coefficients de pressions intérieures

Pour les pressions intérieures, on distingue :

- Les bâtiments à ouvertures dominantes.
- Les bâtiments sans face dominante.

#### **Bâtiments à ouvertures dominantes**

Dans ce cas, le coefficient  $C_{pi}$  est déterminé à partir du coefficient  $C_{pe}$  de la paroi où se situe l'ouverture dominante :

- Si l'aire des ouvertures de la paroi est  $\geq$  à 2 fois les autres ouvertures  $\Rightarrow C_{pi} = 0.75C_{pe}$ .
- Si l'aire des ouvertures de la paroi est  $\geq$  à 3 fois les autres ouvertures  $\Rightarrow C_{pi} = 0.90C_{pe}$ .
- Entre les deux valeurs  $\Rightarrow$  interpolation.

#### **Bâtiments sans ouverture dominante**

On détermine un coefficient de perméabilité :

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \text{ est négatif ou égal à } 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

Puis on détermine le coefficient  $C_{pi}$  sur le graphe suivant :

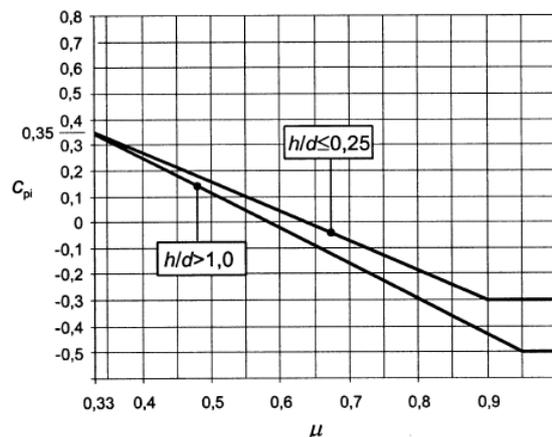


Figure 7.13 — Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

Ou  $d$  représente la dimension parallèle à la direction du vent.

A défaut de pouvoir calculer la valeur exacte de  $\mu$ , on peut faire les calculs en considérant les deux valeurs de  $C_{pi}$  :  $C_{pi} = +0.2$  ou  $C_{pi} = -0.3$

## 1.4. Différents types de planchers.

Nous avons vu précédemment comment dimensionner des dalles pleines en béton armé, à un ou deux sens de portées.

Cependant, il existe d'autres types de plancher qui ont chacun leurs caractéristiques :

- Poids volumiques ou au m<sup>2</sup>.
- Portées usuelles pouvant être passées.
- Destinations principales de chaque type.
- Exigences thermiques, acoustiques et sécurité incendie.
- Cout d'achat et de mise en œuvre.

Ce qui nous intéressera dans le cas de la descente de charges est le sens de portée et les charges au m<sup>2</sup> issues de chaque type.

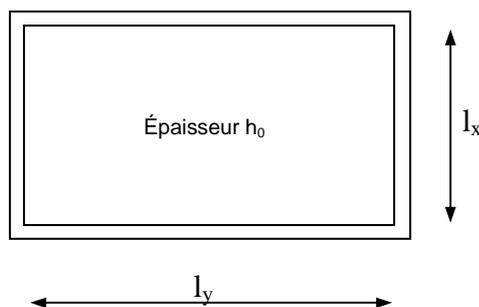
Sans être exhaustif, on peut citer les types de planchers suivants (hors dalles pleines de béton) :

- Les dalles pleines en béton armé.
- Les planchers avec prédalles béton.
- Les planchers préfabriqués avec dalles alvéolaires.
- Les dalles mixtes béton à bacs collaborants.
- Les planchers préfabriqués béton-métal.
- Les planchers poutrelles-entrevous.
- Les planchers nervurés.

### 1.4.1. Les dalles pleines en béton.

Les dalles pleines en béton sont calculées en flexion simple dans un ou deux directions en fonction de leurs sens de portées.

Si on note les portées de la dalle  $l_x$  et  $l_y$ , telles que  $l_x \leq l_y$ .

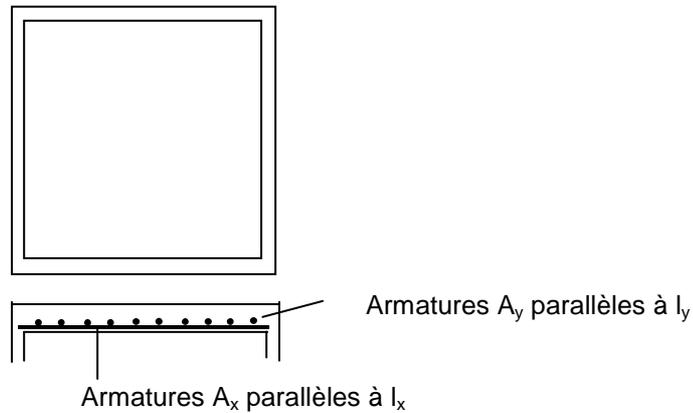


La valeur de  $\alpha=l_x/l_y$  nous permet de déterminer si on a une dalle avec un sens ou deux sens de portées :

- Une dalle est considérée portée dans un seul sens lorsque le coefficient  $\alpha < 0,4$ . Dans ce cas, comme nous l'avons vu précédemment, le calcul est assimilé à 1 poutre de largeur unitaire de 1 m. et de hauteur  $h_0$ .
- Une dalle est considérée portée dans les deux sens lorsque le coefficient  $\alpha \geq 0,4$ . Dans ce cas un calcul particulier des moments de flexion doit être effectué.

Voici quelques principes de ferrailage :

- Diamètre des armatures :  $\phi \leq \frac{h_0}{10}$
- Les armatures inférieures selon  $l_x$  doivent être les plus proches de la sous face de la dalle :



### Sections minimales

- Selon  $l_y$  ( $h_0$  exprimé en m)

$$\text{➤ } A_{y\min} (\text{cm}^2/\text{m}) = \begin{cases} 12.h_0 & \text{pour des aciers ronds lisses} \\ 8.h_0 & \text{pour des aciers Fe400} \\ 6.h_0 & \text{pour des aciers Fe500 ou TS} \end{cases}$$

- Selon  $l_x$

$$\text{➤ } A_{x\min} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3-\alpha}{2} . A_{y\min}$$

### Espacements maximaux

- Cas de fissuration peu préjudiciable :

$$\text{○ } s_{tx} \leq \text{MIN} \begin{cases} 3.h_0 \\ 33\text{cm} \end{cases} \text{ pour les armatures parallèles à } l_x$$

$$\text{○ } s_{ty} \leq \text{MIN} \begin{cases} 4.h_0 \\ 45\text{cm} \end{cases} \text{ pour les armatures parallèles à } l_y$$

➤ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\circ s_{tx} \leq \text{MIN} \begin{cases} 2.h_0 \\ 25\text{cm} \end{cases} \text{ pour les armatures parallèles à } l_x$$

$$\circ s_{ty} \leq \text{MIN} \begin{cases} 3.h_0 \\ 33\text{cm} \end{cases} \text{ pour les armatures parallèles à } l_y$$

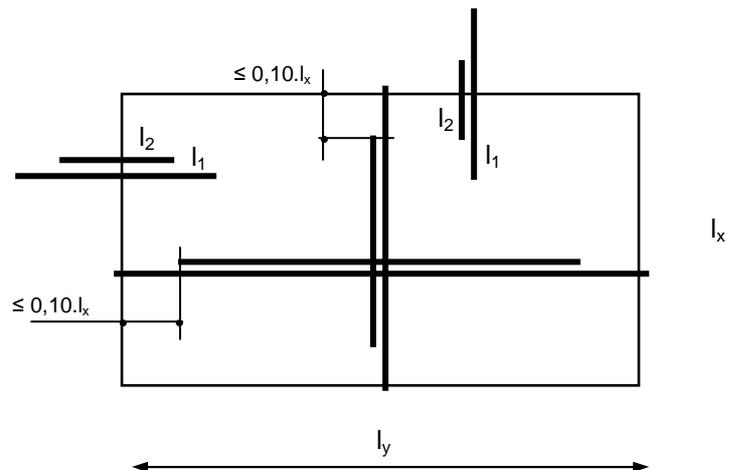
### Arrêts des barres

➤ Les armatures en travées sont arrêtées 1 sur 2 à  $0,10 l_x$  du bord

➤ Les armatures en chapeaux (sur appuis) sont arrêtées 1 sur 2 à  $l_1$  et  $l_2$  :

$$\circ l_1 = \text{MAX} \begin{cases} l_s \\ 0,20.l_x \text{ pour un panneau intermédiaire} \\ 0,25.l_x \text{ pour un panneau de rive} \end{cases}$$

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



### 1.4.2. Planchers avec prédalles béton.

Un plancher avec prédalle est, comme son nom l'indique, constitué d'une prédalle et d'une partie coulée en place.

La prédalle est une plaque préfabriquée, en béton armé ou en béton précontraint, qui forme la partie inférieure du plancher. Elle a toujours une épaisseur inférieure à la demi-épaisseur totale et elle participe à la résistance du plancher du fait qu'elle intègre les armatures inférieures.

La prédalle se substitue également au coffrage et permet ainsi un gain de temps et d'économie quant au coffrage de plancher. L'épaisseur finale du plancher est obtenue par coulage de béton jusqu'à l'épaisseur souhaitée.

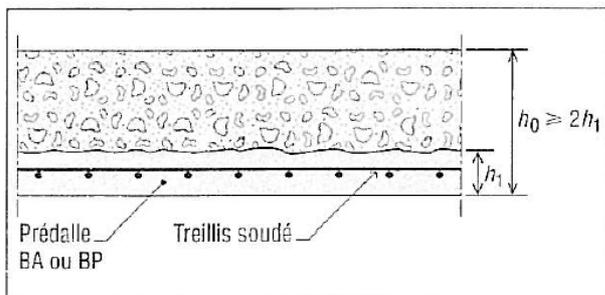


Fig. 10. Coupe verticale sur une dalle pleine avec prédalles.

Les dimensions usuelles des prédalles sont les suivantes :

- Epaisseur en général supérieure ou égale à 5cm.
- 2,40 à 2,50m de largeur (pour respecter le gabarit routier).
- Longueur maximale de 6m pour les prédalles en béton et 8m pour les prédalles en précontraint.
- Surface maximale de 20 à 25m<sup>2</sup> pour satisfaire aux capacités de levage des engins de chantier.

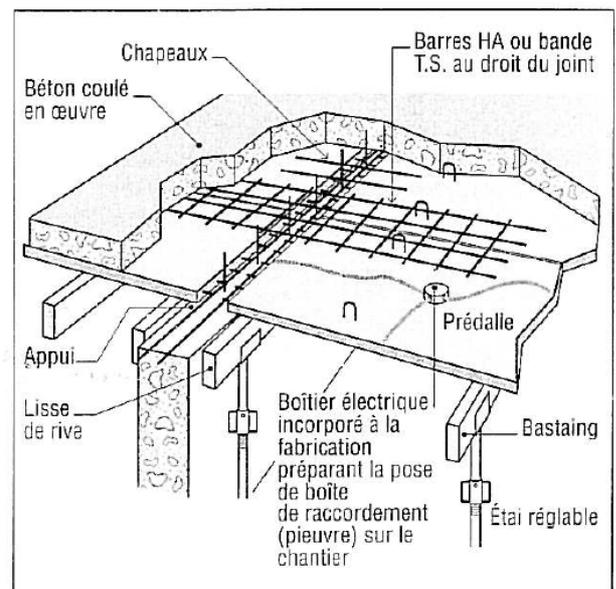


Fig. 11. Schéma en perspective d'une dalle pleine avec prédalle.

L'étude et la mise en œuvre des prédalles est actuellement régie par l'article B.7.6 du BAEL et par le Cahier des Prescriptions Techniques « Planchers » Titre II.

Le dimensionnement des planchers avec prédalles s'effectue de la même façon qu'un plancher classique en béton armé. Il faut simplement en plus vérifier le levage de la prédalle (phase provisoire) et dimensionner les éventuelles armatures de coutures entre la prédalle et la partie coulée en place (mise en place d'une indentation de 5mm pour éviter ces armatures).

Voici un exemple d'aciers de couture :

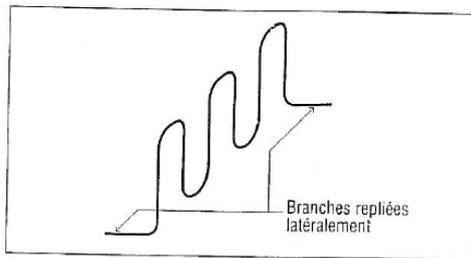


Fig. 20. Grecque.

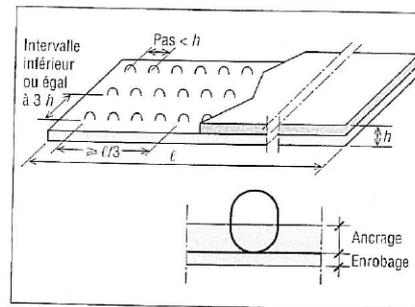


Fig. 21. Armatures de couture.

OU

Dans le cas de plancher avec prédalles, le BET doit fournir un plan de pose des prédalles qui doit intégrer les informations suivantes :

- La structure porteuse.
- La définition géométrique des prédalles.
- Le repérage des prédalles et leur implantation dans la structure.
- Les conditions d'étaisements (files d'étais).
- L'épaisseur et les caractéristiques du béton à couler sur place.
- Les aciers de compléments à mettre en œuvre, notamment les aciers de chapeaux.

Vis-à-vis du fabricant de prédalles, on lui envoie un « cahier » de prédalles dans lequel on indique les dimensions, les armatures inférieures et les aciers de levage nécessaires.

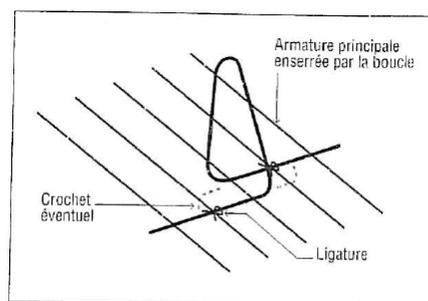


Fig. 25. Boucle de levage.

En ce qui concerne la mise en œuvre, les prédalles sont mise en place par la grue via les crochets de levage :

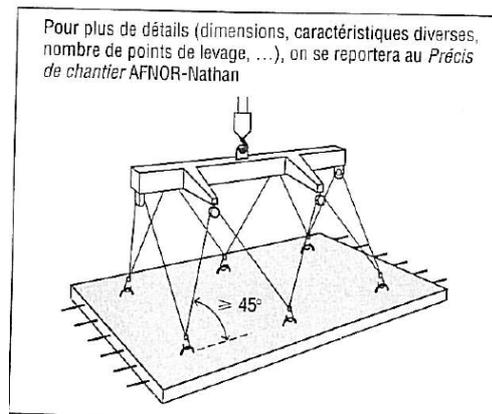


Fig. 12. Schéma de principe de manutention par palonnier.

La pose se fait sur des appuis ou sur des lisses :

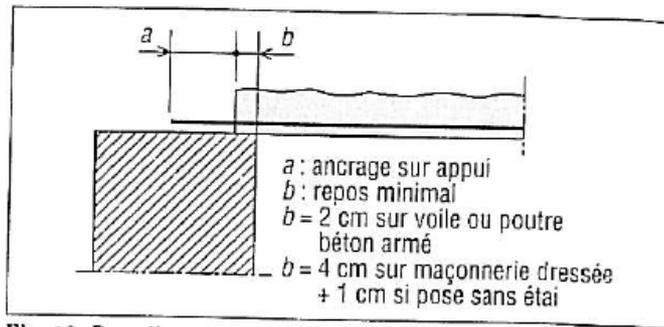


Fig. 13. Pose directe sur appuis dressés.

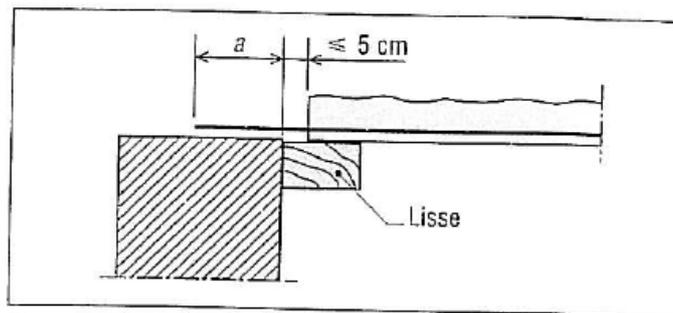


Fig. 14. Pose sur lisse.

Voici pour informations quelques détails de ferrillage :

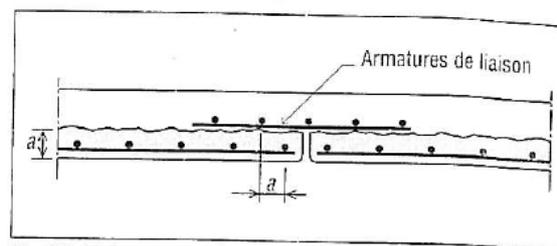


Fig. 23. Liaison entre prédalles : dalle sur 2 côtés.

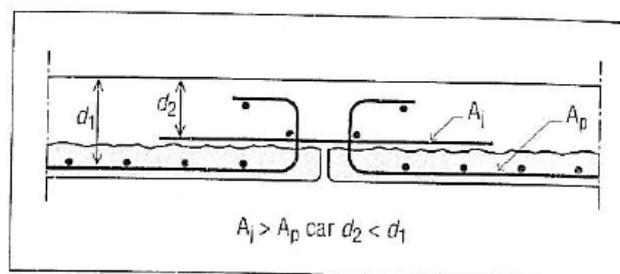


Fig. 24. Liaison entre prédalles : dalle sur 4 côtés.

Bien entendu, le poids propre d'un plancher avec prédalles est évalué de la même façon qu'un plancher en béton plein coulé en place.

### 1.4.3. Dalles à bacs collaborants.

Ces dalles sont réalisées en béton coulés sur un bac métallique qui sert de coffrage et d'armature de traction.

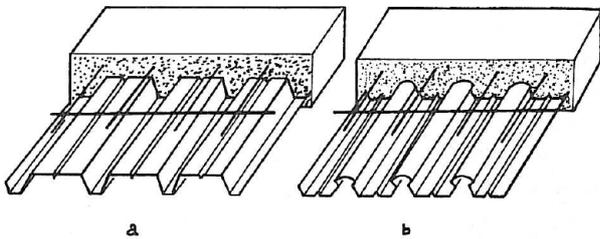


Fig.84 – Dalles béton à bacs métalliques collaborants

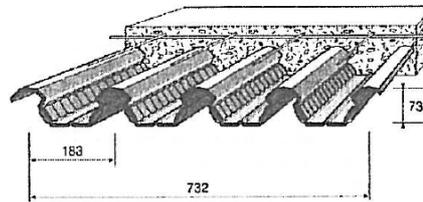


Fig.85 – Bac utilisé (Cofrastra 70)

Ce type de plancher présente les avantages suivants :

- Economies intéressantes au niveau des coûts de coffrage.
- Réduction des éléments d'étaisements et accès rapide en sous-face.
- Flèche réduite.

Mais également certains inconvénients :

- Protection au feu : au-delà de 30 minutes, il faut protéger la sous-face par des produits adéquats.
- Impossibilité de prendre en compte les planchers comme tables de compression pour les poutres.
- Attention à l'interface Acier-Béton.

En général, le fabricant indique le profilé acier et l'épaisseur de béton à mettre en œuvre pour une charge et une portée donnée. De ces informations, s'en déduit le poids du plancher.

	▶ <b>COFRASTRA 40</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Epaisseur dalle hors tout</th> <th>Charge (daN/m<sup>2</sup>)</th> <th>Entraxe solive maxi (sans étai)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8 cm</td> <td>250</td> <td>2.65 m</td> </tr> </tbody> </table>	Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)	8 cm	250	2.65 m
Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)						
8 cm	250	2.65 m						
	▶ <b>COFRASTRA 70</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Epaisseur dalle hors tout</th> <th>Charge (daN/m<sup>2</sup>)</th> <th>Entraxe solive maxi (sans étai)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11 cm</td> <td>250</td> <td>3.73 m</td> </tr> </tbody> </table>	Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)	11 cm	250	3.73 m
Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)						
11 cm	250	3.73 m						
	▶ <b>COFRAPLUS 60</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Epaisseur dalle hors tout</th> <th>Charge (daN/m<sup>2</sup>)</th> <th>Entraxe solive maxi (sans étai)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10 cm</td> <td>250</td> <td>3.60 m</td> </tr> </tbody> </table>	Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)	10 cm	250	3.60 m
Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)						
10 cm	250	3.60 m						
	▶ <b>COFRAPLUS 77</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Epaisseur dalle hors tout</th> <th>Charge (daN/m<sup>2</sup>)</th> <th>Entraxe solive maxi (sans étai)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>12 cm</td> <td>250</td> <td>4.19 m</td> </tr> </tbody> </table>	Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)	12 cm	250	4.19 m
Epaisseur dalle hors tout	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Entraxe solive maxi (sans étai)						
12 cm	250	4.19 m						

- Extrait du catalogue ARVAL Arcelor -

### 1.4.4. Planchers à entrevous.

Ce type de plancher est constitué de 3 éléments principaux :

- Les poutrelles, espacées en général de 0,50 à 0,70m, avec ou sans armatures d'effort tranchant.
- Les entrevous qui peuvent être en béton, en terre cuite, en polystyrène...
- Une dalle de compression, également appelée dalle de clavetage, d'environ 4 à 6 cm d'épaisseur. Cette dalle permet d'assurer le monolithisme de l'ensemble et également le report des charges sur les poutrelles.

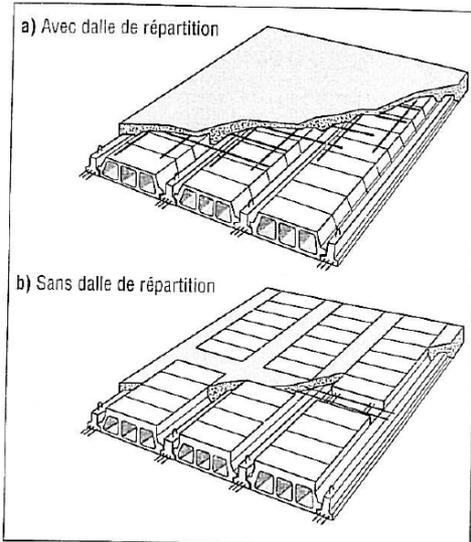


Fig. 30. Plancher à poutrelles et entrevous.

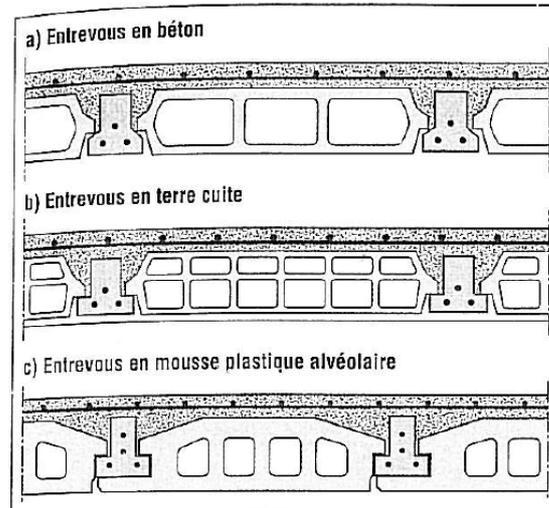


Fig. 31. Différents types d'entrevous pour un plancher avec dalle de compression.

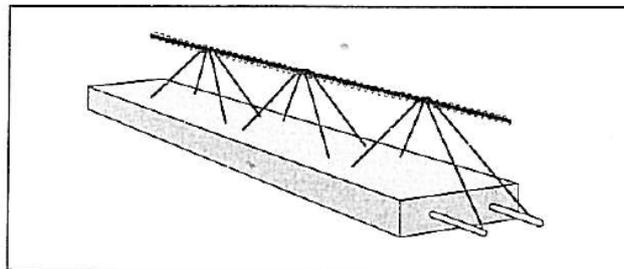


Fig. 32. Poutrelle à âme treillis et talon en béton.

On distingue deux grandes familles de planchers à entrevous :

- Ceux dont les entrevous ne sont pas porteurs et agissent uniquement comme coffrage perdu.
- Ceux dont les entrevous sont porteurs (dans ce cas, ils sont le plus souvent en béton).

Pour le dimensionnement et la mise en œuvre, il faut également se référer aux documents techniques des fabricants ou aux CPT du CSTB.

Ces planchers ont pour avantages principaux :

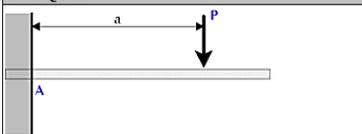
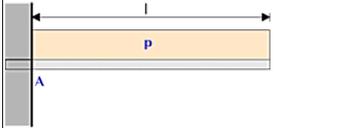
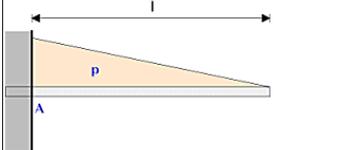
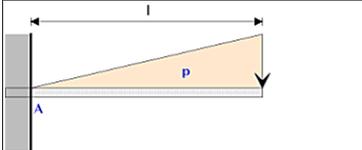
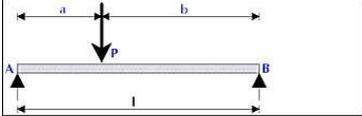
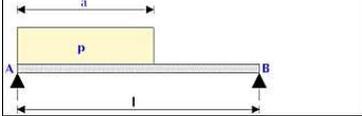
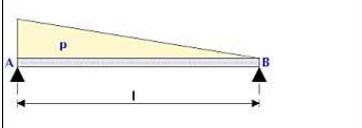
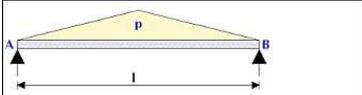
- La facilité de mise en œuvre.
- Le nombre important de fabricants et de distributeurs.
- La bonne isolation thermique dans le cas des entrevous en polystyrène.

Ils sont par contre peut adaptés aux bâtiments dont les portées et les charges sont importantes.

## 1.5. Rappels de RDM

### 1.5.1. Poutres simples

Voici un tableau qui donne les réactions d'appuis et les moments max de cas standard sur des poutres sollicitées en flexion simple :

CROQUIS	Réaction d'appuis	Moment maxi.
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = P</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_A = -P.a</math></li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = P.l</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_A = - (P.l^2) / 2</math></li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.l) / 2</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_A = - (P.l^2) / 6</math></li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.l) / 2</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_A = - (P.l^2) / 3</math></li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.b) / l</math></li> <li><math>T_B = (P.a) / l</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_{max.} = (P.a.b) / l</math></li> <li><math>x Mt_{max.} = a</math></li> </ul> <p>x <math>Mt_{max.}</math> : position du moment maxi.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.l) / 2</math></li> <li><math>T_B = (P.l) / 2</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_{max.} = (P.l^2) / 8</math></li> <li><math>x Mt_{max.} = l/2</math></li> </ul> <p>x <math>Mt_{max.}</math> : position du moment maxi.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.a / l) . (l - a/2)</math></li> <li><math>T_B = (P.a^2) / (2.l)</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_{max.} = (p.a^2.(2.l - a)^2) / 8.l^2</math></li> <li><math>x Mt_{max.} = a \leq l/2</math> et a</li> </ul> <p>x <math>Mt_{max.}</math> : position du moment maxi.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.l) / 3</math></li> <li><math>T_B = (P.l) / 6</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_{max.} = (p.l^2) / (9\sqrt{3})</math></li> <li><math>x Mt_{max.} = l/\sqrt{3}</math></li> </ul> <p><math>V = \text{racine carré}</math></p> <p>x <math>Mt_{max.}</math> : position du moment maxi.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>T_A = (P.l) / 4</math></li> <li><math>T_B = (P.l) / 4</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>Mt_{max.} = (p.l^2) / 12</math></li> <li><math>x Mt_{max.} = l/2</math></li> </ul> <p>x <math>Mt_{max.}</math> : position du moment maxi.</p>

### 1.5.2. Poutres continues

Pour les poutres continues, il convient de distinguer :

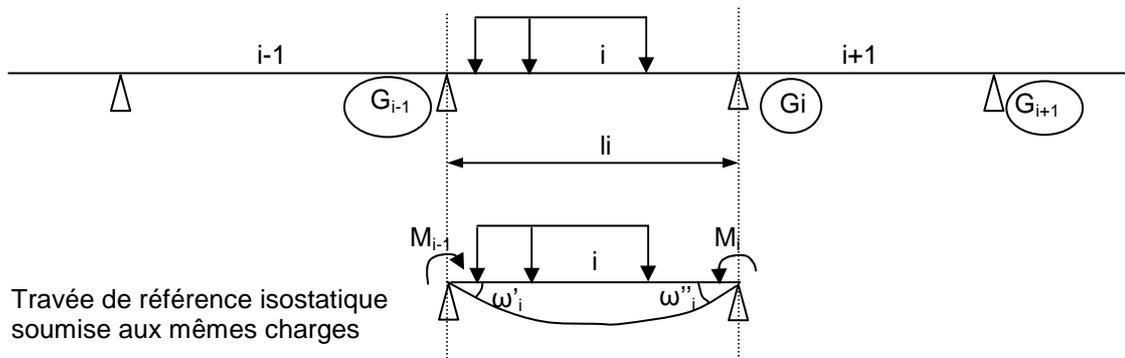
- Les poutres métalliques (ou tout autre matériau homogène) qui seront dimensionnées par une méthode classique comme la méthode des 3 moments.
- Les poutres en béton armé qui seront dimensionnées avec des méthodes plus appropriées au béton armé comme la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Les réactions d'appuis, qui nous intéressent pour la descente de charges, seront donc fonction de la méthode appliquées.

#### 1.5.2.1. Rappels sur le théorème des 3 moments

##### Présentation de la méthode

On considère que les sollicitations le long d'une poutre continue  $M(x)$  et  $V(x)$  peuvent se calculer travée par travée en isolant chacune d'elles et en incluant leurs efforts aux appuis (moments de continuité) dus à cette continuité.



- Les sollicitations sont  $M_{iso}(x)$  et  $V_{iso}(x)$ , les moments de continuité sont notés  $M_{i-1}$  et  $M_i$
- Les rotations de la travée  $i$  sont notées  $\omega'_i$  pour l'appui gauche et  $\omega''_i$  pour l'appui droit.

##### Le principe de la méthode des 3 moments

Pour une travée quelconque  $i$  d'une poutre continue, soumise à l'action d'un système quelconque de charges.

1- On commence par déterminer les moments sur appuis :

- $b_i \times M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} \times M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$
  - $a_i = 2 \times b_i = c_i = \frac{l_i}{3EI_i}$  si  $l_i = Cste$
  - $I_i =$  moment d'inertie de la travée  $l_i$
  - $\omega'_{i+1}$  et  $\omega''_i =$  rotations sur l'appui  $G_i$  des travées de référence encadrant cet appui
- } Autant d'équations que d'appuis intermédiaires

2- On obtient ensuite les moments et efforts tranchants dans la travée continue :

$$M(x) = M_{\text{iso}}(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \frac{x}{l_i}$$

$$V(x) = V_{\text{iso}}(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Pour un cas de charge donné (en tenant compte de la discontinuité due aux charges concentrées) le moment maximal en travée est obtenu en écrivant :

$$V(x_0) = \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x_0 = \text{abscisse du point } M = M_{\text{max}}$$

d'où

$$M_{\text{max}} = M_{\text{iso}}(x_0) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x_0}{l_i}\right) + M_i \frac{x_0}{l_i}$$

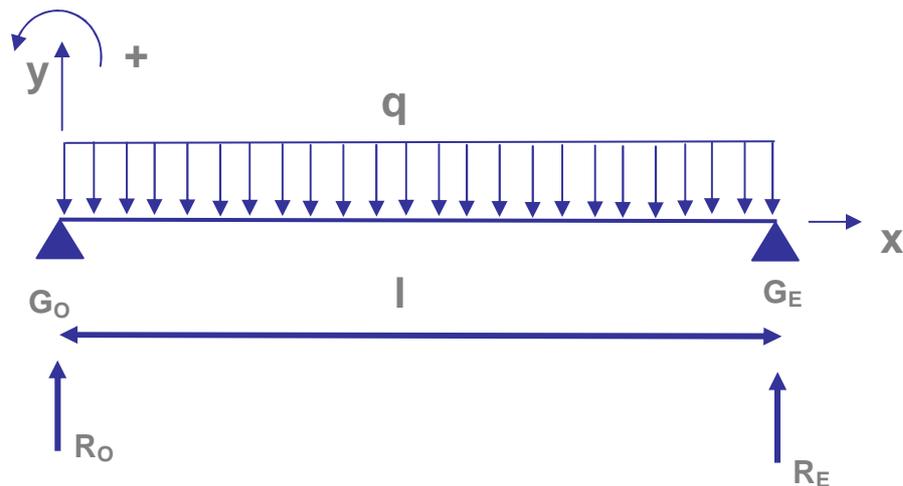
Connaissant les efforts tranchants au droit des appuis intermédiaires, on peut en déduire facilement les réactions d'appuis correspondantes :

- Soit  $R_i$ , la réaction d'appui à l'appui "i".
- " $V'_{i+1}$ " l'effort tranchant "gauche" de la travée  $i+1$
- " $V''_i$ " l'effort tranchant "droit" de la travée  $i$

$$\text{On a : } R_i = V'_{i+1} - V''_i$$

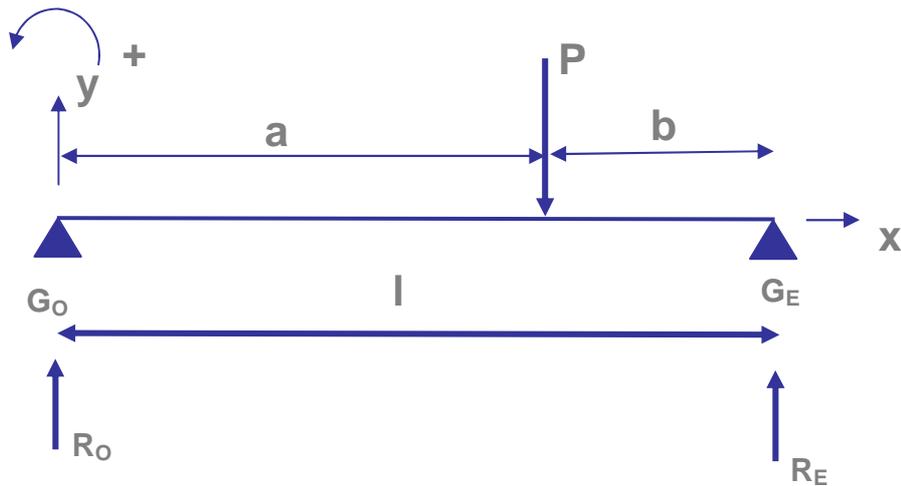
### Rotations de poutres isostatiques

Poutre uniformément chargée



- Rotation à gauche :  $\omega_0 = -\frac{ql^3}{24EI}$
- Rotation à droite :  $\omega_E = \frac{ql^3}{24EI}$

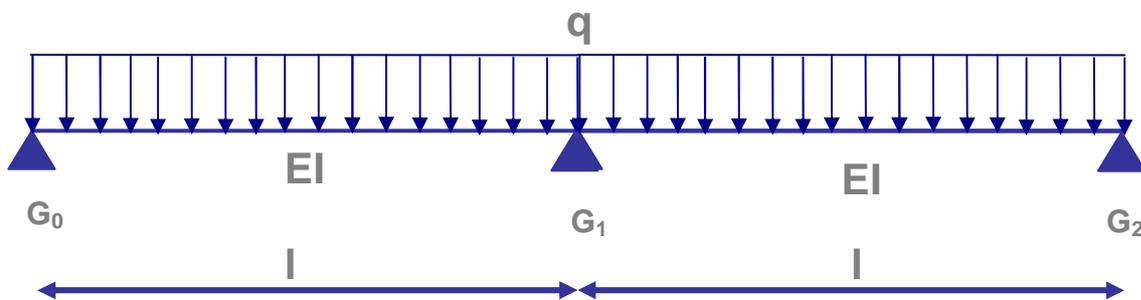
Poutre chargée ponctuellement :



- Rotation à gauche :  $\omega_0 = -\frac{Pa(l-a)(2l-a)}{6EI}$
- Rotation à droite :  $\omega_E = \frac{Pa(l-a)(l+a)}{6EI}$

Si  $a = \frac{l}{2} \Rightarrow \omega_0 = -\frac{Pl^2}{16EI} = -\omega_E$

**Exemple de calcul**



Sachant que  $M_0$  et  $M_2$  sont nuls, le théorème des 3 moments nous permet d'écrire que :

$$b \cdot \overbrace{M_0}^{\approx 0} + (c+a) \cdot M_1 + b \cdot \overbrace{M_2}^{\approx 0} = \omega'_2 - \omega''_1 = -\frac{ql^3}{24EI} - \frac{ql^3}{24EI} \Leftrightarrow \left(\frac{l}{3EI} + \frac{l}{3EI}\right) \cdot M_1 = -\frac{ql^3}{12EI}$$

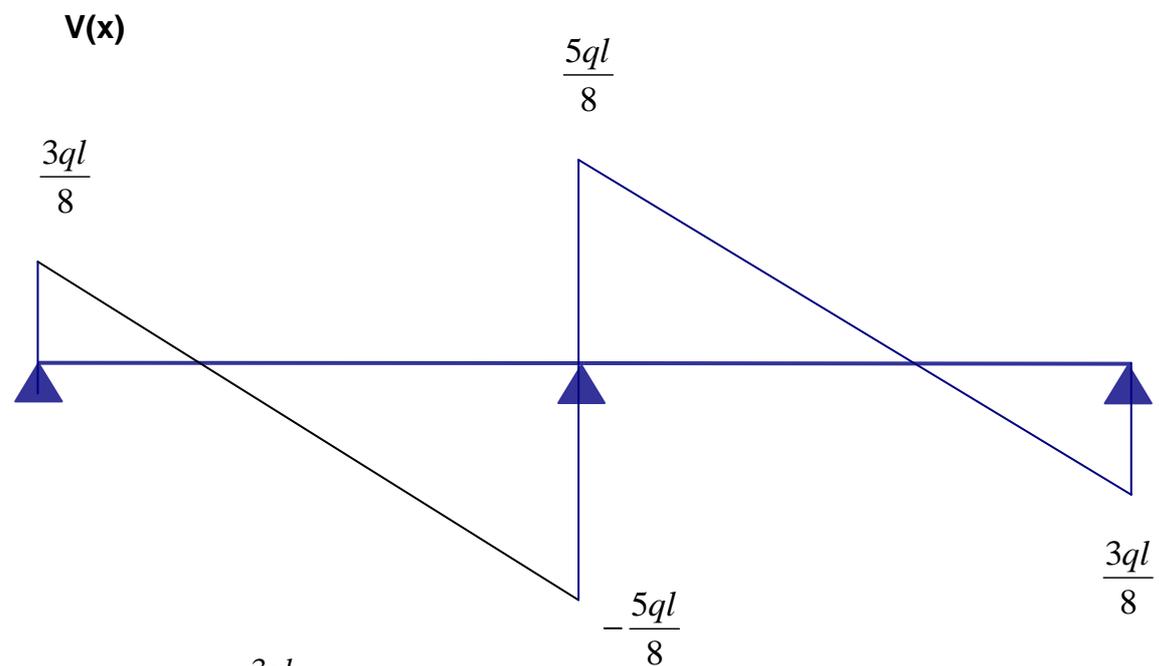
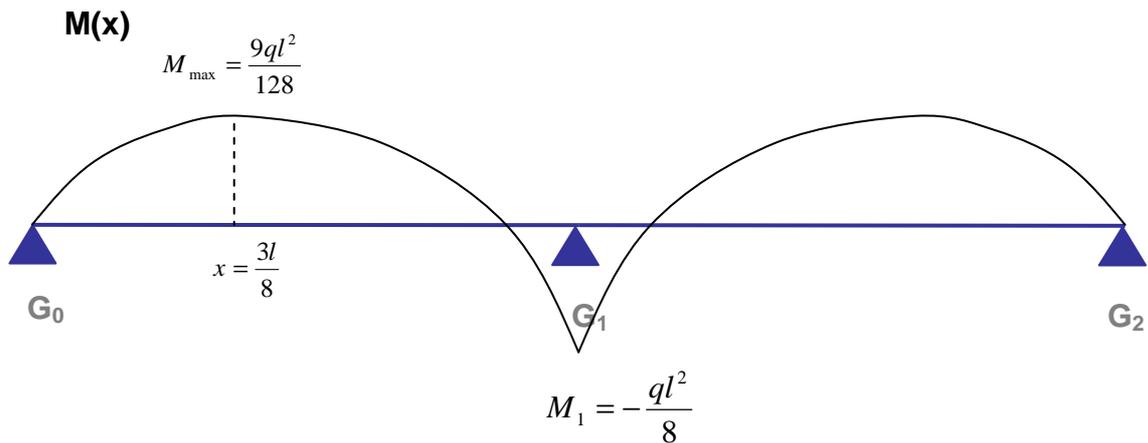
$$\Rightarrow M_1 = -\frac{ql^2}{8}$$

D'où

- Pour la travée 1 :

$$M(x) = \frac{qx(1-x)}{2} + M_0 \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_1 \cdot \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{qx(1-x)}{2} - \frac{ql}{8}x = \frac{3ql}{8}x - \frac{qx^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM_{iso}(x)}{dx} = V_{Isostatique}(x) + \frac{V_1 - V_0}{l} = \frac{3ql}{8} - qx \Rightarrow V(x) = 0 \text{ quand } x = \frac{3l}{8} \text{ et } M_{max} = \frac{9ql^2}{128}$$



D'où :

$$R_0 = R_2 = \frac{3ql}{8}$$

$$R_1 = \frac{5ql}{4}$$

### 1.5.2.2. Rappels sur la méthode forfaitaire

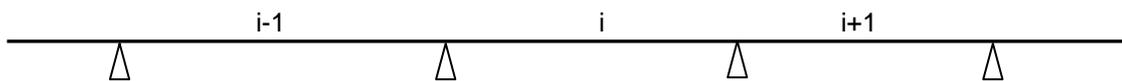
#### Domaine d'application

La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans les cas où :

1. Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire où :  
 $q_B$  = somme des charges variables,  
 $g$  = somme des charges permanentes,

$$\text{vérifient : ou} \begin{cases} q_B \leq 2 \cdot g \\ q_B \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

2. La fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons,
3. Les éléments de plancher ont une même inertie dans les différentes travées,
4. Les portées vérifient les rapports suivants :



$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \quad \text{et} \quad 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

#### Calcul des moments sur appuis et en travée

Le moment en travée et les moments sur appuis doivent satisfaire à la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

- $M_0$  = moment maximal dans la travée de référence (isostatique, soumise aux mêmes charges et de même portée que la travée étudiée),
- $M_w$  et  $M_e$  = valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue,
- $M_t$  = moment maximal dans la travée continue,

$$\alpha = \frac{q_B}{g + q_B}$$

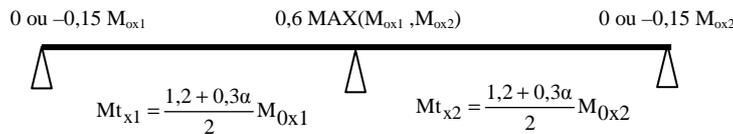
avec, pour la travée considérée :

- $q_B$  = somme des charges variables,
- $g$  = somme des charges permanentes,

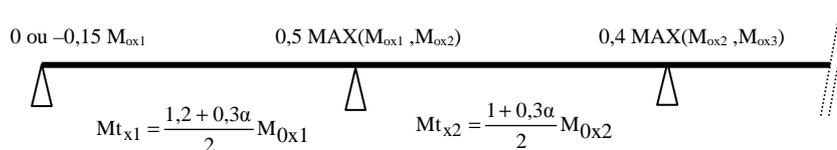
**ATTENTION, tous les moments doivent être considérés en valeur absolue.**

De plus, on doit vérifier les valeurs minimales suivantes (qui limitent la redistribution des efforts) :

➤ **Cas d'une poutre à deux travées**



➤ **Cas d'une poutre à plus de deux travées**



On applique donc le mode opératoire suivant

Si on se fixe le moment en travée (en respectant les valeurs minimales ci-dessus), on obtient les moments sur appuis en appliquant la condition à satisfaire pour les moments :

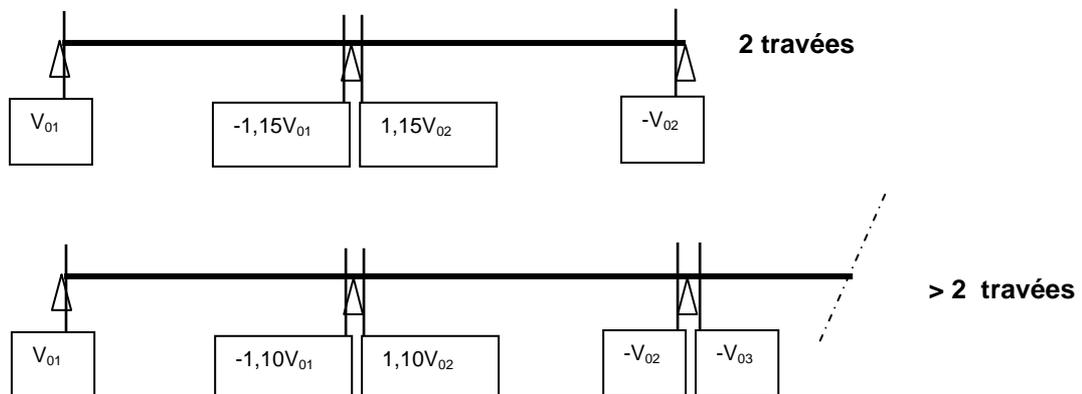
- soit en se donnant un moment sur appui,
- soit en les prenant égaux.

Si on prend sur appuis  $M_e$  et  $M_w$  (en respectant les valeurs minimales du paragraphe 2), la condition à satisfaire pour les moments donne  $M_t$ . Le moment pris en compte sur l'appui de gauche d'une travée est égal à celui pris en compte sur l'appui de droite de la travée précédente.

En général, on se fixe les moments sur appuis et on détermine les moments en travée en conséquence (voir exemple ci-après).

**Calcul des efforts tranchants et des réactions d'appuis**

Les efforts tranchants, et donc les réactions d'appuis, sont évalués forfaitairement par les formules suivantes :



En pratique, cela signifie que les réactions d'appuis d'une poutre continue peuvent être évaluées en majorant de 10% ou 15% les réactions d'appuis isostatiques.

### 1.5.2.3. Rappels sur la méthode de Caquot.

#### Domaine d'application

La méthode de Caquot s'applique pour le calcul des poutres supportant des planchers dont les charges d'exploitation sont relativement élevées :  $Q_B > 2G$  ou  $Q_B > 5 \text{ kN/m}^2$ . C'est le cas par exemple pour les bâtiments industriels et entrepôts.

Elle s'applique également quand l'une des trois conditions qui délimitent la méthode forfaitaire n'est pas remplie.

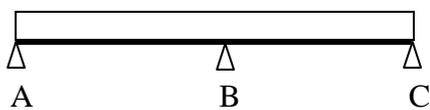
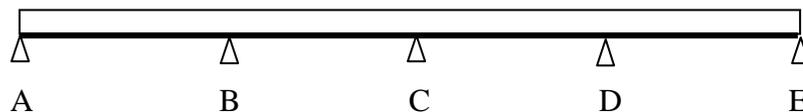
Les poutres sont en général associées à une dalle, leur section est donc de forme en T en travée.

Cette méthode est décrite dans l'annexe E2 du BAEL.

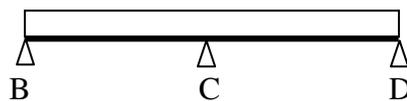
#### Principe de la méthode

La méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une « méthode de continuité simplifiée ». Ainsi une poutre continue est assimilée à une série de poutres à deux travées :

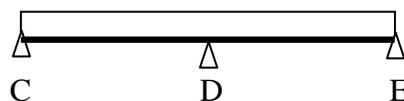
Prenons une poutre à 4 travées, on aura les différents cas suivant à traiter :



Pour le calcul de  $M_B$



Pour le calcul de  $M_C$



Pour le calcul de  $M_D$

Ensuite, en tenant compte des travées chargées-déchargées, on calcule les courbes de moments fléchissants.

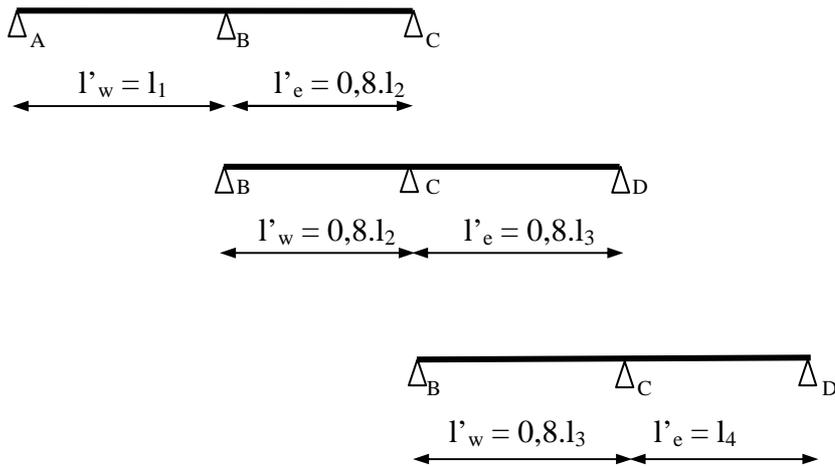
#### Calcul des moments sur appuis

Les moments sur appuis sont calculés en ne tenant compte des travées voisines de gauche (w) et de droite (e). On considère que la longueur des travées de calcul  $l'_w$  et  $l'_e$  sont égales à :

- S'il s'agit d'une poutre de rive :  $l'_i = l_i$
- S'il s'agit d'une poutre intermédiaire :  $l'_i = 0,8.l_i$

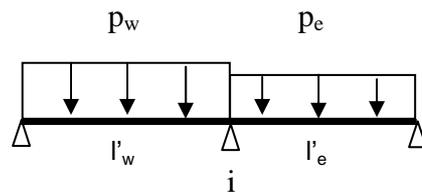
avec  $l_i$  = longueur réelle de la travée i

en reprenant l'exemple précédent nous avons :



Pour les charges réparties, les moments sont déterminés à partir des formules suivantes:

- Soit  $p_w$  la charge répartie sur la travée de gauche et  $p_e$  la charge sur celle de droite, le moment d'appui  $i$  est égale à :  $M_i = -\frac{p_w \cdot l_w^3 + p_e \cdot l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$



- La méthode de Caquot diffère de la méthode de calcul des 3 moments pour laquelle on trouve  $M_i = -\frac{p_w \cdot l_w^3 + p_e \cdot l_e^3}{8(l'_w + l'_e)}$ .
- Si les inerties sont différentes d'une travée à l'autre, on applique les formules suivantes :

$$M_i = -\left[ M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left( 1 - \frac{K_e}{D} \right) \right]$$

Avec :

$$M'_w = \frac{p_w \cdot l_w'^2}{8,5} \text{ et } M'_e = \frac{p_e \cdot l_e'^2}{8,5}$$

$$K_w = \frac{I_w}{l_w'} ; K_e = \frac{I_e}{l_e'} \text{ et } D = K_w + K_e$$

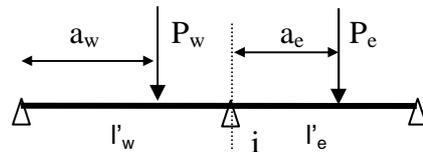
ATTENTION, ces formules ne sont valables que si l'inertie  $I$  de la poutre est constante entre les deux travées.

Pour les charges ponctuelles, on applique les formules suivantes :

- $P_w$  la charge ponctuelle située sur la travée de gauche et distante de  $a_w$  de l'appui considéré.
- $P_e$  la charge ponctuelle située sur la travée de droite et distante de  $a_e$  de l'appui considéré.

Le moment d'appui  $i$  est égal à :

- $M_i = -\frac{k \cdot P_w \cdot I_w'^2}{I_w' + I_e'}$  pour la charge  $P_w$
- $M_i = -\frac{k \cdot P_e \cdot I_e'^2}{I_w' + I_e'}$  pour la charge  $P_e$



Le coefficient  $k$  dépend du rapport  $a/l'$  et prend les valeurs suivantes :

$$k = \frac{1}{2,125} \cdot \frac{a}{l'} \cdot \left(1 - \frac{a}{l'}\right) \cdot \left(2 - \frac{a}{l'}\right)$$

- $a = a_w$  et  $l' = l_w'$  pour la travée à gauche de l'appui
- $a = a_e$  et  $l' = l_e'$  pour la travée à droite de l'appui

Lorsque les inerties sont différentes, on applique les formules suivantes :

$$M_i = -\left[ M_w' \cdot \frac{K_e}{D} + M_e' \cdot \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) \right]$$

avec :

$$k_w = \frac{1}{2,125} \cdot \frac{a_w}{l_w'} \cdot \left(1 - \frac{a_w}{l_w'}\right) \cdot \left(2 - \frac{a_w}{l_w'}\right) \quad \text{et} \quad k_e = \frac{1}{2,125} \cdot \frac{a_e}{l_e'} \cdot \left(1 - \frac{a_e}{l_e'}\right) \cdot \left(2 - \frac{a_e}{l_e'}\right)$$

$$M_w' = k_w \cdot P_w \cdot l_w' \quad \text{et} \quad M_e' = k_e \cdot P_e \cdot l_e'$$

$$K_w = \frac{I_w'}{l_w'} ; \quad K_e = \frac{I_e'}{l_e'} \quad \text{et} \quad D = K_w + K_e$$

Nota :

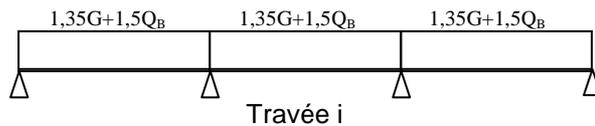
- le coefficient  $\frac{1}{2,125}$  provient de l'application de la méthode Caquot :  $\frac{8}{8,5} \cdot \frac{1}{2}$
- Lorsqu'il y a plusieurs charges ponctuelles, il suffit de sommer les effets de chacune des charges.

### Calcul des moments en travée

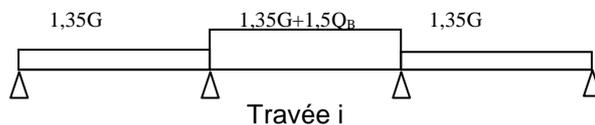
Pour le calcul des moments en travée, on utilise les formules classiques de RDM (théorème des 3 moments, **en considérant les travées réelles et non plus les travées fictives**).

Pour le calcul des moments de la travée  $i$  ci-dessous, il faut prendre en compte 3 combinaisons de charges (notion de travée chargée-déchargée) :

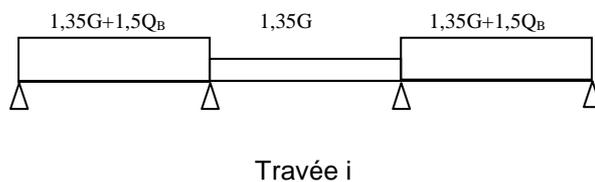
Cas 1 : Toutes les travées chargées avec la surcharge.



Cas 2 : On charge uniquement la travée  $i$



Cas 3 : On charge les travées adjacentes

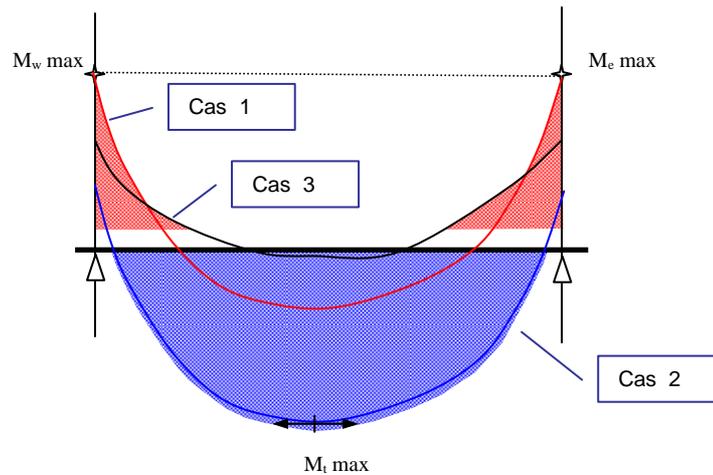


- Cas 1 : Pour le calcul des moments maximum sur appuis, donc des aciers maxi en chapeaux
- Cas 2 : pour le calcul du moment maximum en travée, donc des aciers maxi en travée et leurs longueurs.
- Cas 3 : pour le calcul du moment minimum en travée, donc de la longueur des aciers en chapeaux.

Pour chaque cas de combinaisons, on calcule :

- Les moments sur appuis avec les longueurs  $l'$  comme décrit en 10.3 (avec les travées fictives).
- La courbe des moments fléchissants sur la travée  $i$  selon les formules données ci-après.

Ainsi on peut dresser la courbe enveloppe des moments fléchissants qui a en général l'allure suivante :



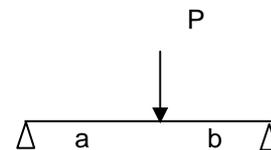
L'équation du moment fléchissant le long de la travée i est :

$$M(x) = M_o(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \cdot \frac{x}{l}$$

Avec  $M_o(x)$  Moment fléchissant de la poutre considéré isolée (calcul isostatique) :

- Pour une charge répartie :  $M_o(x) = \frac{plx}{2} - \frac{px^2}{2}$
- Pour une charge ponctuelle :

- $M_o(x) = \frac{Pbx}{l}$  pour  $x < a$
- $M_o(x) = \frac{Pbx}{l} - P(x - a)$  pour  $x \geq a$



**Le moment maximum en travée est obtenu au point  $x_0$ , tel que l'effort tranchant  $V(x_0)$  est nul en ce point.**

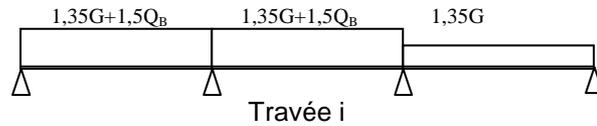
Remarque

Dans notre exemple, ce mode de calcul permet de déterminer la courbe enveloppe des moments d'une poutre continue à trois travées simplement en étudiant 3 cas de charges différents.

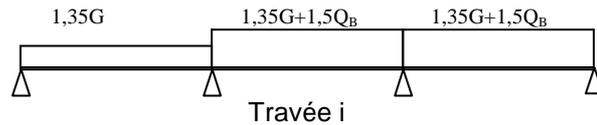
Cette décomposition est tout à fait exacte pour la détermination des moments sur appuis et en travée mais amène à sous-estimer légèrement la valeur des efforts tranchants aux appuis.

Si on souhaite faire un calcul plus exact, il faut faire la décomposition suivante :

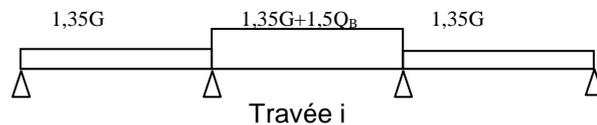
Cas 1 : Les deux premières travées chargées avec la surcharge.



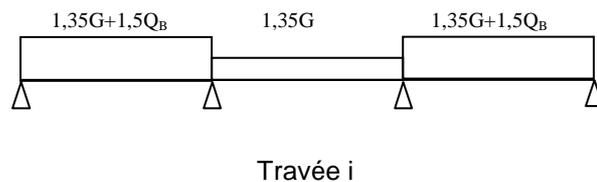
Cas 2 : Les deux dernières travées chargées avec la surcharge.



Cas 3 : On charge uniquement la travée i



Cas 4 : On charge les travées adjacentes



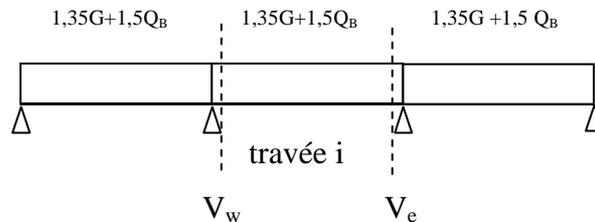
- Cas 1 et 2 : Pour le calcul des moments maximum sur appuis, donc des aciers maxi en chapeaux
- Cas 2 : pour le calcul du moment maximum en travée, donc des aciers maxi en travée et leurs longueurs.
- Cas 3 : pour le calcul du moment minimum en travée, donc de la longueur des aciers en chapeaux.

La différence entre les deux décompositions (3 cas ou 4 cas) est d'environ 5% sur l'effort tranchant aux appuis de la travée centrale (la décomposition en 4 cas est plus précise).

### Calcul des efforts tranchant et des réactions d'appui

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments d'appuis évalués par la méthode Caquot.

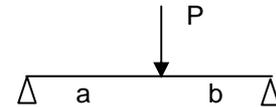
En général l'effort tranchant  $V_u$  est maximum sur appuis lorsque les travées qui encadrent l'appui considéré sont chargées (voir remarque au paragraphe précédent).



- Effort tranchant sur l'appui de gauche de la travée  $i$  :  $V_w = V_o(0) + \frac{M_e - M_w}{l}$
- Effort tranchant sur l'appui de droite de la travée  $i$  :  $V_e = V_o(l) + \frac{M_e - M_w}{l}$
- Effort tranchant le long de la travée  $i$  :  $V_u(x) = V_o(x) + \frac{M_e - M_w}{l}$

avec  $V_o(x)$  effort tranchant de la poutre considéré isolée (calcul isostatique) :

- Pour une charge répartie :  $V_o(x) = \frac{pl}{2} - p \cdot x$  ,  $V_o(0) = \frac{pl}{2}$  ,  $V_o(l) = -\frac{pl}{2}$
- Pour une charge ponctuelle :  $V_o(0) = \frac{Pb}{l}$  ,  $V_o(l) = -\frac{Pa}{l}$



Quelque soit le chargement, l'équation de l'effort tranchant ainsi obtenue doit vérifier la relation :

$$\frac{dM(x)}{dx} = V(x)$$

Connaissant les efforts tranchants au droit des appuis intermédiaires, on peut en déduire facilement les réactions d'appuis correspondantes :

- Soit  $R_i$ , la réaction d'appui à l'appui " $i$ ".
- " $V'_{i+1}$ " l'effort tranchant "gauche" de la travée  $i+1$
- " $V''_i$ " l'effort tranchant "droit" de la travée  $i$

$$\text{On a : } R_i = V'_{i+1} - V''_i$$

## 1.6. Report des charges de dalles

Le report des charges des planchers sur les éléments porteurs est fonction du sens de portée, qui est lui-même fonction du type de plancher.

Par exemple, un plancher de type « Prédalles » ou « entrevous » aura un report de charges dans une direction. Une dalle de béton coulée en place aura un ou deux sens de portée en fonction du rapport de ces dimensions.

Le « report des charges de dalles » consiste donc à déterminer les charges issues de ces planchers sur les éléments porteurs. Pour cela, on peut distinguer principalement deux méthodes :

- Report de charges par les lignes de rupture.
- Report de charges par éléments finis ou autres méthodes fonction de la flèche réelle du plancher (méthode de Pigeaud).

Le report de charges par les éléments finis consiste à modéliser la dalle et ses porteurs puis de distribuer les charges en fonction de la déformée de la dalle. Cette méthode est assez complexe et est mise en œuvre plutôt dans le cadre de l'utilisation d'un logiciel de calcul.

La méthode des « lignes de rupture » est plus simple à mettre en œuvre et peut être appliquée manuellement.

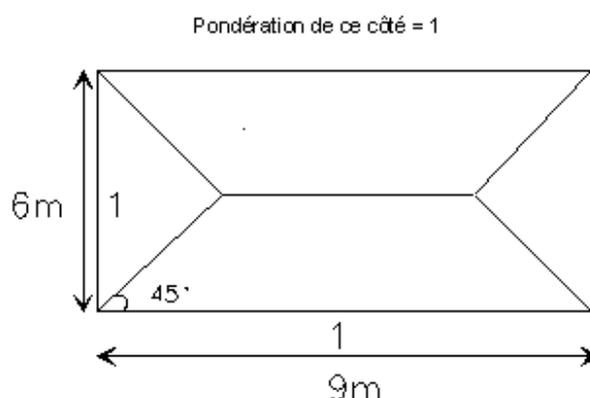
### 1.6.1. Les lignes de rupture.

D'un point de vue mécanique, les lignes de ruptures sont des lignes droites qui séparent différentes parties de la dalle, parties qui tournent autour de ces lignes qui sont donc considérées comme des rotules plastiques lorsque l'on s'approche des mécanismes de rupture.

Les lignes de ruptures sont également appelées « lignes d'articulation ».

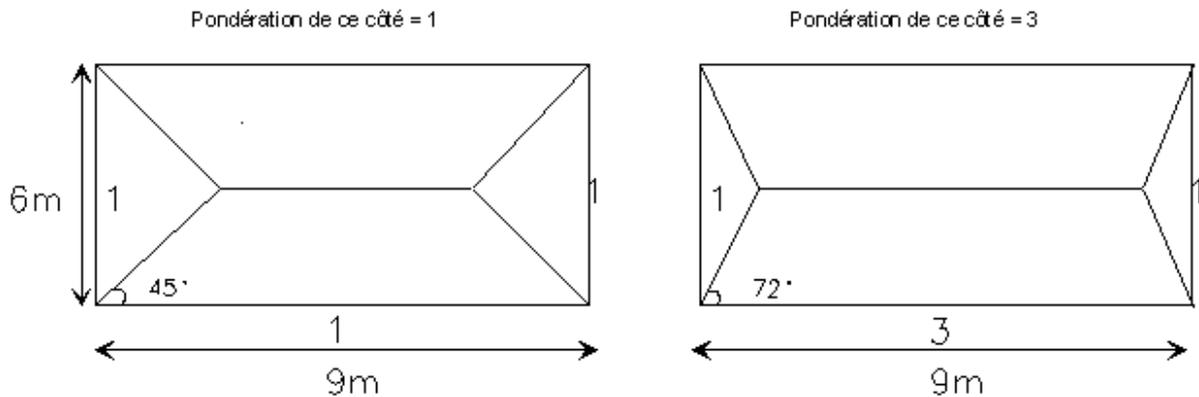
Le principe de détermination de ces lignes de rupture est assez complexe et basé sur des calculs à la rupture, le but étant de calculer la direction qui donnera le moment de rupture le plus défavorable.

On admet en général, pour les panneaux sur 4 côtés, que la transmission des charges se fait par régions, séparées par des lignes à 45°.



Bien entendu, cette répartition correspond à une raideur d'appui égale sur tout le contour de la dalle.

On peut ensuite jouer sur l'angle d'inclinaison afin de tenir compte d'une répartition différente des raideurs. On aurait ainsi le diagramme suivant :

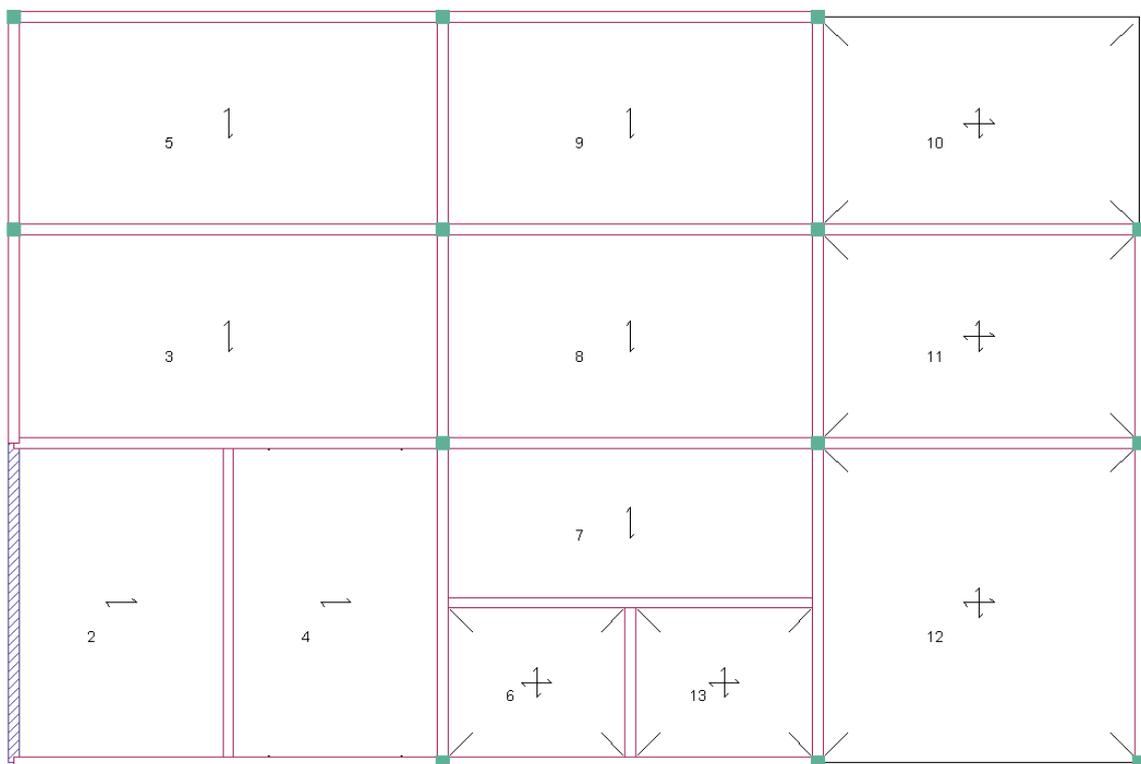


Il est donc impératif, lorsque l'on veut reporter les charges des planchers vers les éléments porteurs de définir le sens de portée des dalles et la présence ou non de porteurs sur chacun de ces côtés.

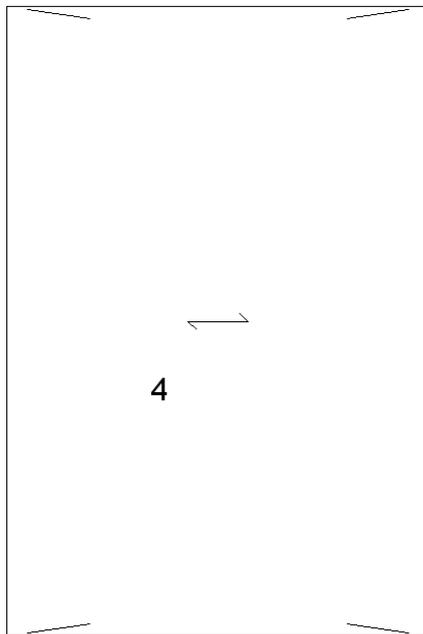
Dans les exemples précédents (ce qui est le cas général), on a pris comme hypothèse que les différents panneaux de planchers n'étaient pas continus.

Si on souhaite prendre en compte une continuité de dalle, on pourra majorer les charges précédemment obtenues par 15% si on a deux travées, ou de 10% si on a plusieurs travées intermédiaires.

Prenons l'exemple suivant :

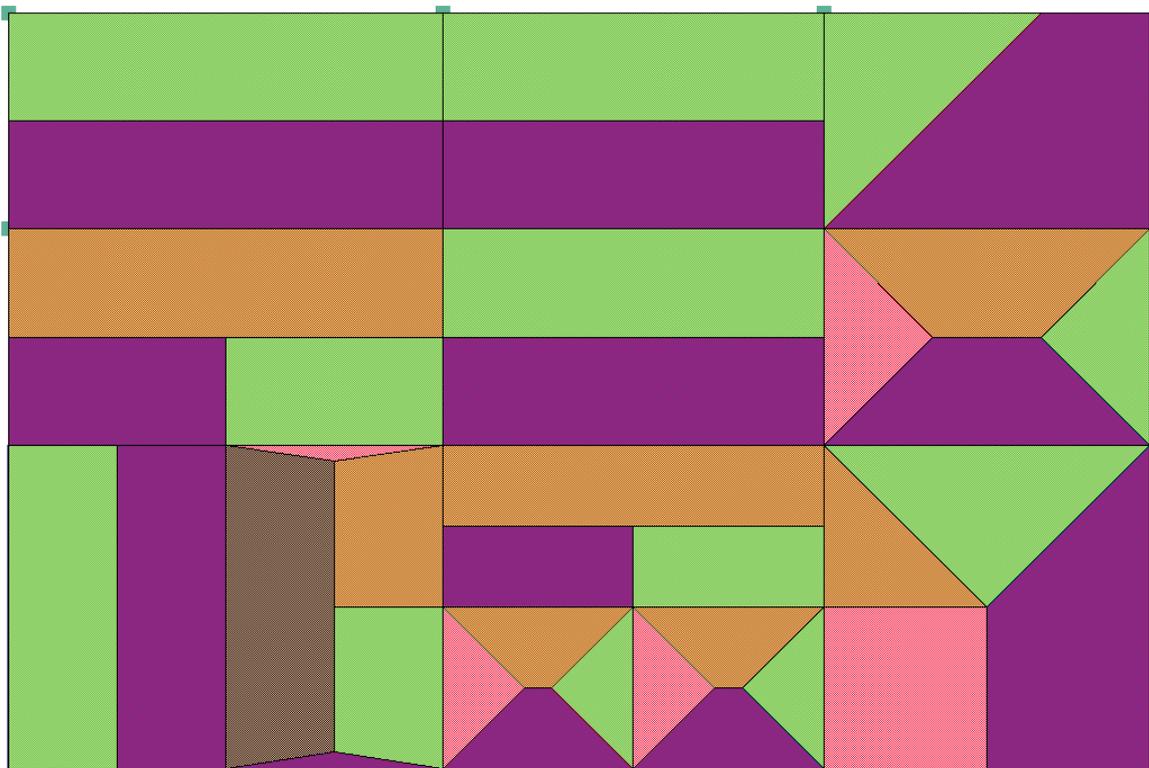


La dalle n°4 est un cas particulier car elle a un sens prédominant mais un léger report de charge sur les autres appuis :



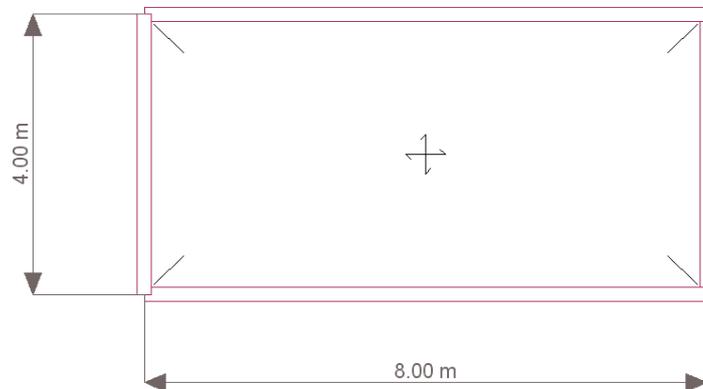
Cette possibilité peut être utilisée dans le cas d'un plancher en béton armé. Le coefficient des petits côté est en général pris à 0.10 ou 0.15, ce qui permet de soulager les autres côtés.

Dans ce cas, on aura le report des charges suivant :



### 1.6.2. Exemple de report de charges

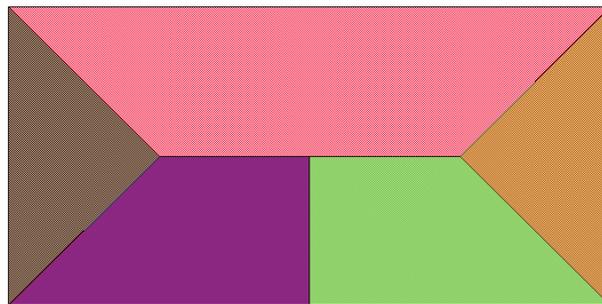
Prenons la dalle suivante :



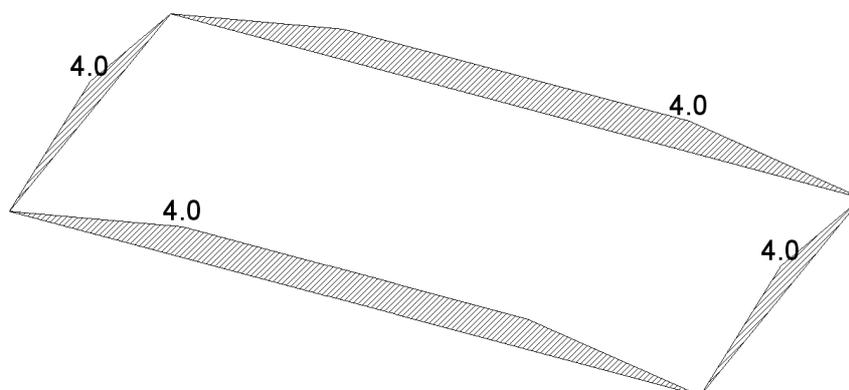
Cette dalle est soumise à une charge de  $2 \text{ KN/m}^2$ .

On cherche à calculer la charge sur la poutre supérieure.

On a le report de charges suivant :



En considérant une ligne de rupture à  $45^\circ$ , on a les valeurs suivantes :

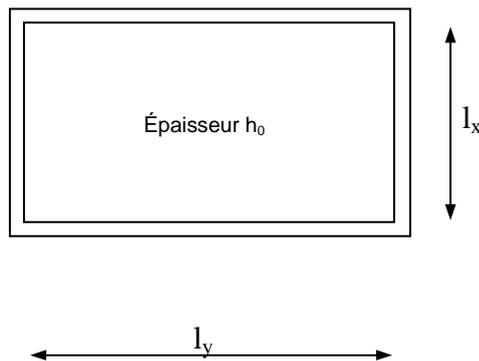


### 1.6.3. Définition des sens de portées.

Le sens de portée dépend du type de plancher et de sa géométrie.

Pour les dalles pleines rectangulaires, on définit les portées mesurées entre nus d'appuis, notées  $l_x$  et  $l_y$ , telles que  $l_x \leq l_y$ .

On définit ensuite un coefficient  $\alpha$  comme étant le rapport :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$



On appelle un panneau de dalle la surface de plancher inscrite dans un réseau d'éléments support (poutres ou voiles) en x et y

La valeur de  $\alpha$  nous permet de déterminer si on a une dalle avec un sens ou deux sens de portées :

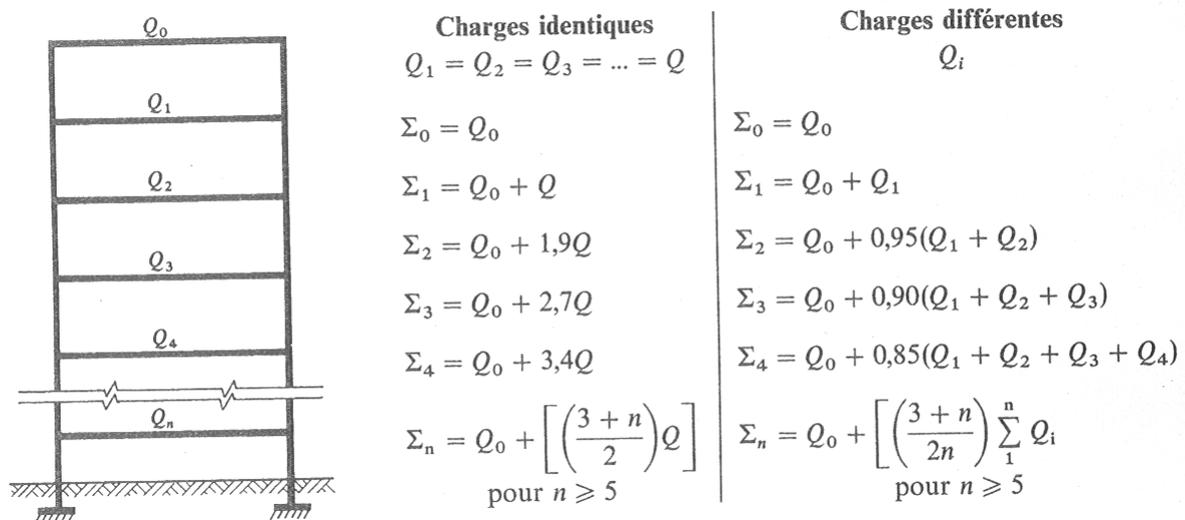
- Une dalle est considérée portée dans un seul sens lorsque le coefficient  $\alpha < 0,4$ . Dans ce cas, comme nous l'avons vu précédemment, le calcul est assimilé à 1 poutre de largeur unitaire de 1 m. et de hauteur  $h_0$ .
- Une dalle est considérée portée dans les deux sens lorsque le coefficient  $\alpha \geq 0,4$ . Dans ce cas un calcul particulier des moments de flexion doit être effectué (qui ne sera pas abordé dans ce cours).

## 1.7. Dégression des charges verticales

Pour le calcul des descentes de charges, il est possible d'effectuer des dégressions des charges d'exploitation pour les bâtiments à usage d'habitations et à grand nombre de niveaux.

En effet statistiquement il est fort improbable que tous les étages soient chargés simultanément au maximum, on admet donc de ne pas cumuler 100% des charges d'exploitation à chaque étage.

A partir du 2<sup>e</sup> étage en partant du haut de bâtiment on retire 10% de charge d'exploitation par étage jusqu'à 50%. Ensuite pour les autres étages on plafonne les charges d'exploitation à 50% de leurs valeurs.



ATTENTION, cette dégression des charges n'est applicable que sur les porteurs verticaux (poteaux et voiles). Le dimensionnement des porteurs horizontaux (dalles et poutres) doit être fait en considérant 100% de la charge d'exploitation.

La norme spécifie également que la réduction n'est applicable que pour les locaux autres que commerciaux et industriels. De plus, pour les bureaux, la dégression ne s'applique que sur la part des surcharges qui excède 1 kN/m<sup>2</sup>, on notera cette charge  $Q_r$  appelée « Surcharge résiduelle ».

On aura donc dans le cas de surcharges identiques :

- $n = 0 \Rightarrow Q_0$
- $n = 1 \Rightarrow Q_0 + Q$
- $n = 2 \Rightarrow Q_0 + Q + 0.9(Q - Q_r) + Q_r = Q_0 + 1.9Q + 0.1Q_r$
- $n = 3 \Rightarrow Q_0 + 1.9Q + 0.1Q_r + 0.8(Q - Q_r) + Q_r = Q_0 + 2.7Q + 0.3Q_r$
- $n = 4 \Rightarrow Q_0 + 2.7Q + 0.3Q_r + 0.7(Q - Q_r) + Q_r = Q_0 + 3.4Q + 0.6Q_r$

Cette loi de dégression des charges est spécifiée dans la norme NFP 06-001 et peut être acceptée ou refusée par le maître d'ouvrage.

## 1.8. Notion de poutres principales ou secondaires

La notion de poutres principales et poutres secondaires définit quelles sont les poutres porteuses lorsqu'il y a intersection de plusieurs poutres.

En général, le rang d'une poutre se définit en fonction de l'ordre des éléments porteurs ainsi que des dimensions des poutres.

Voir exemples en cours.

## 1.9. Parois-fléchies

Attention au fonctionnement des parois fléchies qui peuvent reprendre des charges à différents niveaux.

- Paroi fléchie chargée en fibre supérieure :

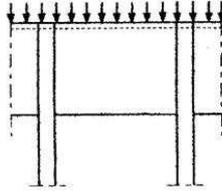


Fig 1

- Paroi fléchie chargée en fibre inférieure :

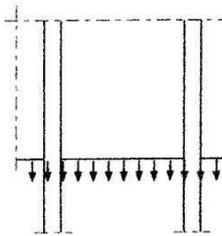


Fig. 3

- Paroi fléchie chargée par plusieurs planchers intermédiaires :

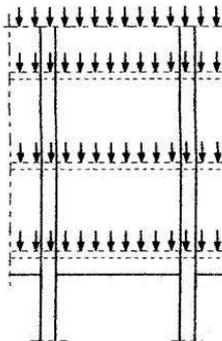


Fig. 2

Dans ce cas, il faut déterminer les réactions d'appuis de la paroi-fléchie en considérant bien les éléments suspendus aux parois fléchies.

### 1.10. Exemple d'application

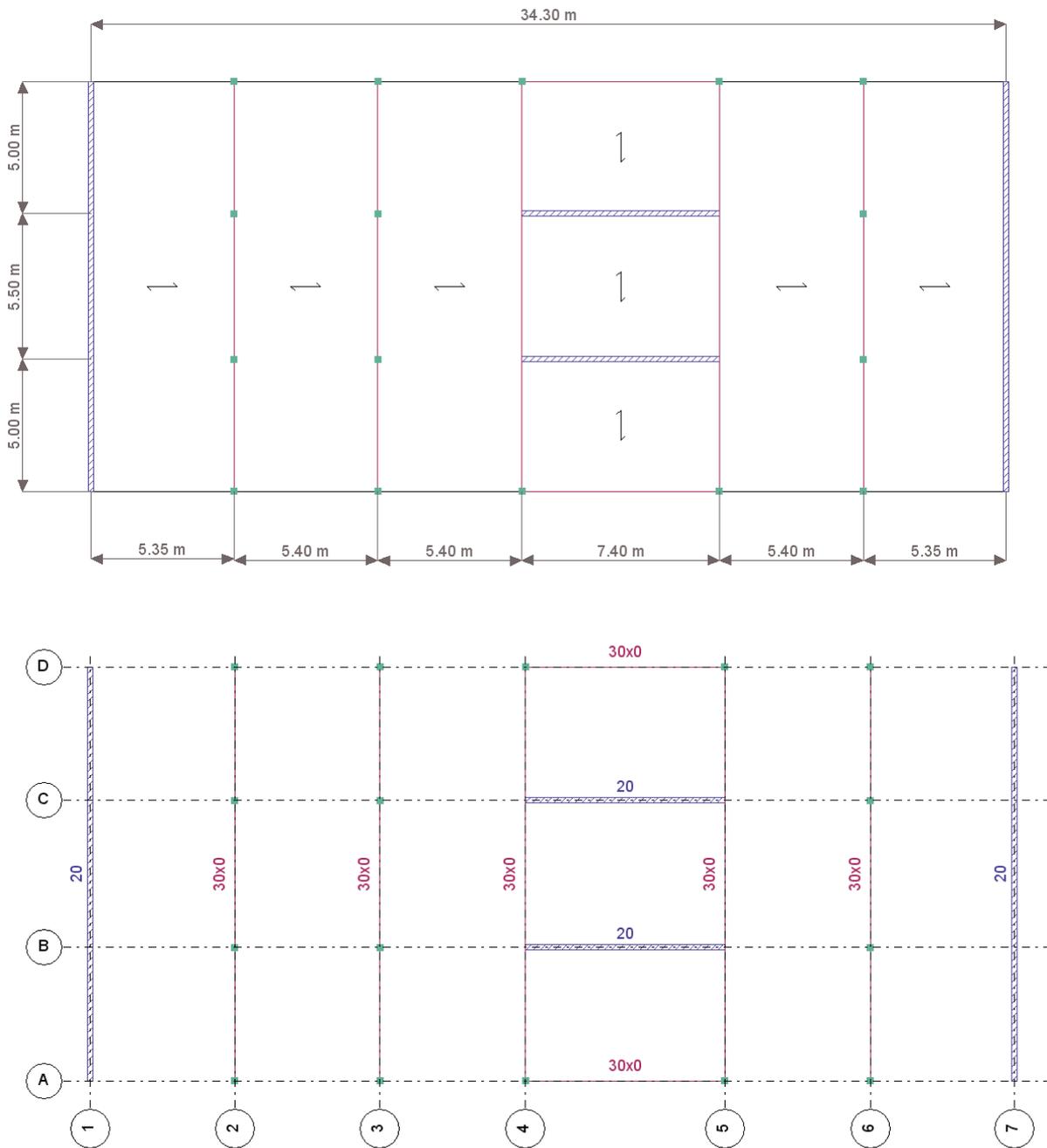
Prenons un immeuble de bureaux de 13 niveaux :

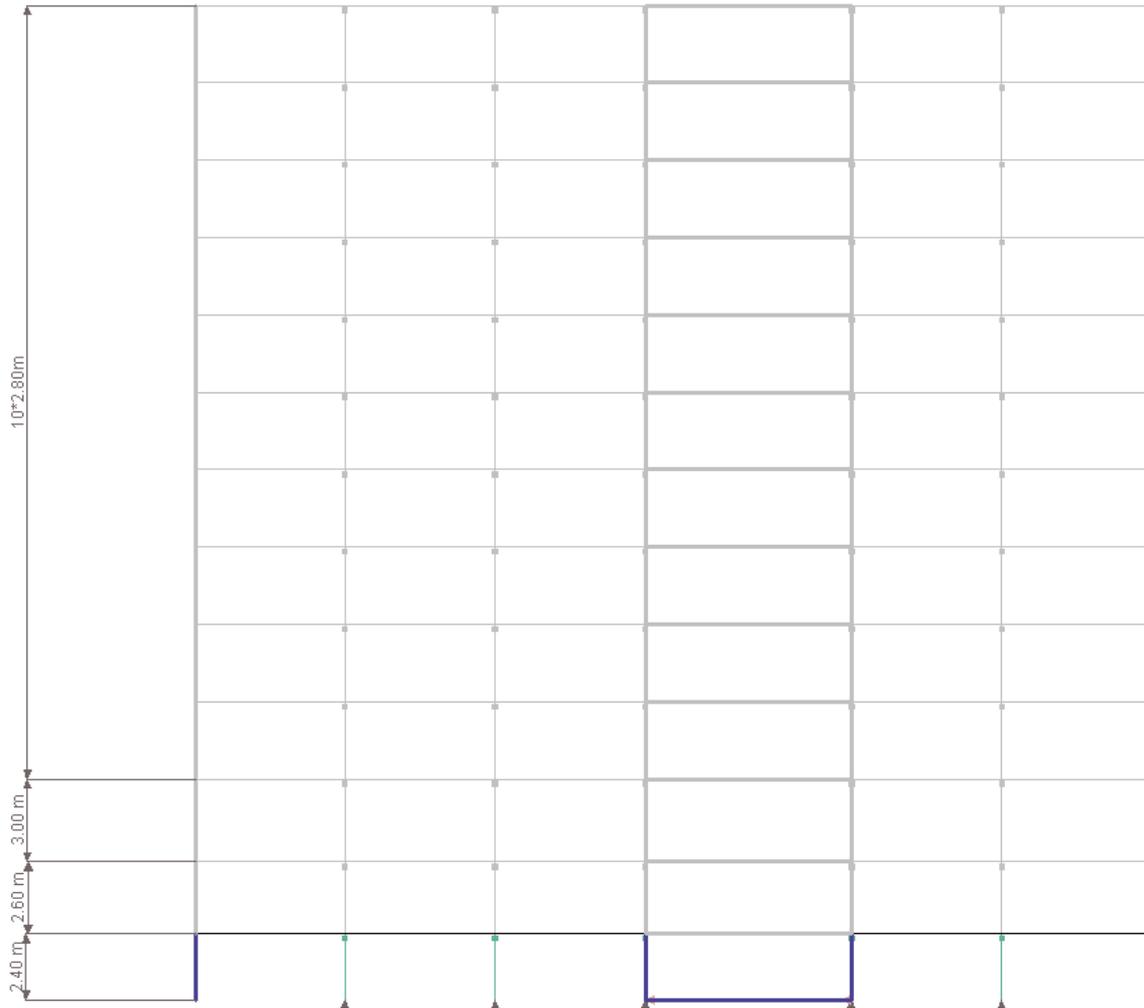
- 2 niveaux de sous-sol (2.40m pour le -2 et 2.60m pour le -1).
- 1 niveau RDC de 3 mètres.
- 10 étages courants de 2.80m.

Les hauteurs s'entendent de dessus de plancher à dessus de plancher.

Pour le 2<sup>ème</sup> niveau de sous-sol, l'hauteur s'entend du niveau supérieur de fondations jusqu'au dessus de plancher.

On a la géométrie suivante :





Les dimensions connues sont les suivantes :

- Epaisseur des voiles : 20 cm.
- Largeur des poutres : 30 cm (hauteur à définir)

Les données du projet sont :

- Chape du RDC de 4cm, et de 3cm dans les étages courants.
- La toiture est une terrasse non accessible avec 5 cm de gravillons.
- Le sol au RDC est en carrelage de 1cm d'épaisseur.
- Le sol des étages courants est en moquette.
- Les planchers sont en dalles pleines Béton Armé dont l'épaisseur est à déterminer.
- Les panneaux de dalles sont supposés continus avec un sens de portée (voir schéma précédent).
- Le plancher bas du 2<sup>ème</sup> sous-sol est directement repris par le sol via un dallage. Les charges correspondantes ne seront donc pas reprises par les semelles de fondation.
- Le taux de travail du sol est de 0,5 Mpa à l'ELU (DTU 13.12).

On prendra en compte une charge de neige correspondant à la région 2A avec une altitude inférieure à 200m.

Les matériaux sont les suivants :

- Béton à 25 Mpa.
- Acier Fe500.

Pour simplifier les calculs, on étudiera :

- Le dimensionnement de la poutre de la file 3.
- Le dimensionnement des poteaux B3.
- Le dimensionnement de la semelle du poteau B3.

Le principe est le suivant :

- On estime les charges sur les différents niveaux de planchers.
- On détermine les épaisseurs de dalles.
- On estime les charges sur la poutre et on prédimensionne la poutre de la file 3.
- On détermine les charges sur les poteaux et on les prédimensionne.
- On calcul la charge totale sur la fondation et on détermine ces dimensions.

### 1.10.1. Charges au m2 des planchers.

#### 1.10.1.1. Terrasse non accessible.

##### Charges permanente

On détermine la charge permanente hors poids propre de la dalle :

Matériau	Epaisseur m	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids total KN/m <sup>2</sup>
Gravillons	0,05	15	0,75
Etanchéité	-	-	0,12
Isolation thermique	0,05	0,3	0,015
Forme de pente	0,09	22	1,98
Plâtre	0,02	14	0,28
<b>Total</b>			<b>3,15</b>

##### Surcharge de neige

En région 2A, on a une charge de neige de 0.55 KN/m<sup>2</sup>.

Pour une toiture horizontale, le coefficient de forme vaut  $\mu = 0,8$  (§ 1.3.4.3), soit une charge de neige totale de  $N = 0,55 \times 0,8 = 0,44 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

Pour faciliter les calculs on intégrera cette charge de neige dans la surcharge d'exploitation (voir ci-dessous).

##### Surcharge d'exploitation

En terrasse non-accessible, on a une surcharge de 0,50 KN/m<sup>2</sup>.

On intègre directement la charge de neige dans les surcharges, on a donc une surcharge totale de  $0,50 + 0,77 \times 0,44 = 0,84 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

1.10.1.2. Etages courants**Charges permanente**

Matériau	Epaisseur m	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids total KN/m <sup>2</sup>
Moquette	-	-	0,05
Chape	0,03	22	0,66
Faux-plafonds	-	-	0,25
<b>Total</b>			<b>0,96</b>

**Surcharge d'exploitation**

Pour des locaux de bureaux, on a une surcharge de 2.5KN/m<sup>2</sup>.

1.10.1.3. Rez de chaussée**Charges permanente**

Matériau	Epaisseur m	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids total KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0,01	23.5	0.235
Chape	0,04	22	0,88
Tuyauterie, câbles	-	-	0,300
<b>Total</b>			<b>1,42</b>

**Surcharge d'exploitation**

Pour des locaux de bureaux, on a une surcharge de 2.5KN/m<sup>2</sup>.

1.10.1.4. Sous-sols**Charges permanente**

En charge permanente, on n'a que les tuyauteries, soit 0.30KN/m<sup>2</sup>.

**Surcharge d'exploitation**

Pour les parkings de voitures légères, on a une surcharge de 2.5KN/m<sup>2</sup>.

### 1.10.2. Dimensionnement des planchers.

On cherche donc à dimensionner le plancher pour une portée de 5.1m (entre-nus d'appuis des poutres).

On utilise pour cela les abaques données au §1.2.1 page 8, ce qui correspond à un dimensionnement en fonction des sollicitations.

On doit prendre en compte la surcharge totale (G et Q) hors poids propre du plancher, soit :

- Pour la terrasse :  $3.15+0.84= 3.99 \text{ KN/m}^2$
- Pour les étages courants :  $0.96+2.5= 3.46 \text{ KN/m}^2$
- Pour le rez-de-chaussée :  $1.42+2.5= 3.92 \text{ KN/m}^2$
- Pour le sous-sol :  $0.30+2.5= 2.8 \text{ KN/m}^2$ .

Le tableau nous donne les épaisseurs suivantes :

- Pour la terrasse : 0.184 m
- Pour les étages courants : 0.18 m
- Pour le rez-de-chaussée : 0.184 m
- Pour le sous-sol : 0.17 m

On retiendra pour simplifier une épaisseur de 0.184m qui doit être pondérée par 0.013/0.018 (continuité avec un sens de portée), ce qui nous donne une épaisseur finale de 0.133

On a donc une épaisseur de plancher de 16 cm à tous les niveaux (valeurs minimale usuelle)

Aux charges permanentes précédemment calculées, il faut donc ajouter une charge correspondant au poids propre, soit  $0.16 \times 25 = 4 \text{ KN/m}^2$ .

Avec cette épaisseur, on peut vérifier l'épaisseur minimale à l'effort tranchant :

$$\alpha = 0.35 < 0,40 \quad V_u = \frac{p_u \cdot l_x}{2} = \frac{1,4 \times 7,99 \times 5,4}{2} = 30.20 \text{ KN}$$

$$h = \frac{d}{0,9} \geq \frac{1}{0,9} \cdot \frac{V_u}{0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}} = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{0.030}{0,07 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0.028 \text{ m}$$

On voit que l'effort tranchant n'est absolument pas dimensionnant.

### 1.10.3. Dimensionnement de la poutre file 3

#### 1.10.3.1. Charges reprise par la poutre.

La poutre de la file 3 reprend une bande de chargement de 5.4m, ce qui nous donne les charges suivantes :

- En terrasse:  $P_u = 5.4(1.35 \times 7.15 + 1.5 \times 0.84) = 58.93 \text{ KN/ml}$ .
- En étage courant :  $P_u = 5.4(1.35 \times 4.96 + 1.5 \times 2.5) = 56.41 \text{ KN/ml}$ .
- Au RDC :  $P_u = 5.4(1.35 \times 5.42 + 1.5 \times 2.5) = 59.76 \text{ KN/ml}$
- Au sous-sol :  $P_u = 5.4(1.35 \times 4.30 + 1.5 \times 2.5) = 51.60 \text{ KN/ml}$

On dimensionnera donc la poutre en partant des charges du niveau RDC. On appliquera les dimensions trouvées à toutes les poutres de tous les niveaux.

On majore la charge linéaire précédemment trouvée par 1.10 pour tenir compte de la continuité des dalles (travée de rive) :  $P_u = 1.10 \times 59.76 = 65.74 \text{ KN/ml}$ .

### 1.10.3.2. Dimensionnement de la poutre.

Les largeurs de poutre sont imposées à 30cm.

On détermine la hauteur nécessaire pour avoir un moment réduit de 0.20 :

- $\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_u}{b.f_{bu}.\mu}}$
- $M_u = \frac{p_u.l^2}{10} = \frac{65.74 \times 5^2}{10} = 164.35 \text{ KN.m} = 0.164 \text{ MN.m}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$
- $d = \sqrt{\frac{0.164}{0.3 \times 0.20 \times 14.17}} = 0.44 \text{ m}$ , soit une hauteur de  $d/0.9 = 0.49 \text{ m}$ .

On peut donc retenir une poutre de 30\*50cm.

Le moment estimé en  $\frac{p.l^2}{10}$  permet de tenir compte de la continuité de la poutre.

### 1.10.4. Dimensionnement du poteau B3.

Le poteau reprend la surface suivante  $\frac{(5.5 + 5)}{2} \times 5.4 = 28.35 \text{ m}^2$ .

On a donc les charges suivantes, en fonction des niveaux :

- En terrasse:  $Qu = 1.35 \times 7.15 + 1.5 \times 0.84 = 10.91 \text{ KN/m}^2$ .
- En étage courant :  $Qu = 1.35 \times 4.96 + 1.5 \times 2.5 = 10.47 \text{ KN/m}^2$ .
- Au RDC :  $Qu = 1.35 \times 5.42 + 1.5 \times 2.5 = 11.07 \text{ KN/m}^2$
- Au sous-sol :  $Qu = 1.35 \times 4.30 + 1.5 \times 2.5 = 9.60 \text{ KN/m}^2$

On peut également déduire les charges sur les poteaux à partir des réactions des poutres portées par ce même poteau, à savoir la poutre continue de la file 3

De plus, à chaque niveau, le poteau doit reprendre une partie du poids propre de la poutre – file 3, soit

$$0,30 \times (0,50 - 0,16) \times \left( \frac{5,5 + 5}{2} \right) \times 1,10 \times 25 = 14,73 \text{ KN} .$$

Attention, pour estimer le poids propre de la poutre, on déduit l'épaisseur du plancher (retombée de la poutre) et on prend en compte un coefficient de 1,10 qui correspond à la continuité.

On a donc les charges suivantes avec le coefficient de 1.10 correspondant à la continuité des poutres:

- En terrasse :  $10.91 \times 28.35 \times 1.10 + 14.73 = 355 \text{ KN}$ .
- En étage courant :  $10.47 \times 28.35 \times 1.10 + 14.73 = 341 \text{ KN}$ .
- Au RDC :  $11.07 \times 28.35 \times 1.10 + 14.73 = 360 \text{ KN}$ .
- Au sous-sol :  $9.6 \times 28.35 \times 1.10 + 14.73 = 314 \text{ KN}$ .

Le dimensionnement d'un poteau fait intervenir la charge appliquée et la longueur libre du poteau. C'est pourquoi il peut être intéressant d'étudier le poteau du sous-sol et le poteau du RDC.

Au RDC, le poteau reprend une charge totale de  $355 + 10 \cdot 341 = 3765$  KN, soit 3.76 MN.

On majore cette charge de 5% pour prendre en compte le poids propre des poteaux, on a donc un effort de  $3.76 \cdot 1.05 = 3.95$  MN.

Au niveau du RDC, on considère une longueur de flambement de 3m (poteau bi-articulé).

Au 2<sup>ème</sup> sous-sol, le poteau reprend une charge totale de  $355 + 10 \cdot 341 + 360 + 314 = 4439$  KN.

On majore également cette charge de 5% (prise en compte du poids propre des poteaux), ce qui nous donne  $4.44 \cdot 1.05 = 4.66$  MN.

A ce niveau, la longueur de flambement du poteau est de  $0.7 \cdot 2.40 = 1.68$  m, ce qui correspond à une poteau encasté en pied et articulé en tête.

On dimensionne le poteau du RDC à partir du tableau de la page 18 => on a une section de  $0.50 \cdot 0.50$  m avec 1% d'armatures soit  $25 \text{ cm}^2$ , ce qui nous donne une charge ultime de 4.16 MN. On mettra en place dans ce poteau 8HA20 ( $25.13 \text{ cm}^2$ )

Pour le poteau du 2<sup>ème</sup> niveau de sous-sol, on peut faire un calcul de capacité portante (en supposant un poteau de  $0.50 \cdot 0.50$  m :

- $\lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 1.68}{0.50} = 11.64$
- $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{11.64}{35} \right)^2} = 0.835$
- $N_u = \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.835 \times \left[ \frac{0.48^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] = 3.56 \text{ MN}$

On augmente la taille du poteau en considérant un poteau de  $0.55 \cdot 0.55$  m

- $\lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 1.68}{0.55} = 10.58$
- $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.58}{35} \right)^2} = 0.835$
- $N_u = \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.835 \times \left[ \frac{0.53^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] = 4.34 \text{ MN}$

On voit que l'effort  $N_u$  est toujours inférieur à l'effort appliqué, on peut donc calculer la section d'armatures à mettre en place pour conserver une section de  $0.55 \cdot 0.55$  :

$$A \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ \frac{4.66}{0.835} - \frac{0.53^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{500} = 8.72 \text{ cm}^2$$

Ce qui représente 8HA12 ( $A = 9.05 \text{ cm}^2$ )

### 1.10.5. Dimensionnement de la semelle de fondation

Pour déterminer la charge qui arrive en tête de fondation, on part de la charge en tête de poteau au 2<sup>ème</sup> sous-sol, soit 4660 KN.

A cette charge, il faut ajouter le poids propre des poteaux :

- Niveaux de 2.80m => Poteau de 2.30m => pp= 0.50\*0.50\*2.3\*25= 14.38KN.
- Niveau RDC de 3 m => Poteau de 2.50m => pp= 0.5\*0.50\*2.5\*25= 15.63 KN.
- Sous-sol -1 de 2.60 m => Poteau de 2.10m => pp= 0.55\*0.55\*2.1\*25= 15.88 KN.
- Sous-sol -2 de 2.40 m => Poteau de 1.90m => pp= 0.55\*0.55\*1.9\*25= 14.37 KN.

La charge totale sur la semelle de fondation est donc 4660+1.35(10\*14.38+15.63+15.88+14.37)= 4916 KN.

La contrainte admissible du sol est  $q_u = 0,3Mpa$ .

On part de la formule:

- $B \geq \sqrt{\frac{b.P_u}{a.q_u}} = \sqrt{\frac{0.55 \times 4.92}{0.55 \times 0.3}} = 3.14m$
- A= 3.14m

On prendra donc une semelle de 3.30\*3.30m.

On détermine la hauteur de la semelle pour respecter la condition de rigidité :

$$\boxed{\max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 0.6875 \text{ m} \leq d_a, d_b \leq \min(A-a; B-b) = 2.65m}$$

Si on prend d= 0.69, on a h=d+5cm= 0.74m.

On retiendra une hauteur de semelle de 0.75m.

$P_{\text{semelle}} = 3.30 \times 3.30 \times 0.75 \times 25 = 204\text{KN} = 0.204 \text{ MN}$ , les charges ultime et de service deviennent :

- $P_u = 4.92 + 1.35 \times 0.204 = 5.19 \text{ MN}$

La contrainte au sol vaut  $5.19/3.30^2 = 0.48 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{OK}$  car inférieur à la contrainte limite.