

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la

Recherche Scientifique

Université Tahri Mohammed Béchar

Faculté des Sciences et Technologie

Département de Génie Civil



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة طاهري محمد بشار

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

1

Polycopié de

Structure en béton armé

(Cours avec Exercices corrigés)

Master génie civil Spécialité Structure

Dr : DOULI DOUNYA

Année Universitaire : 2022-2023

Avant-propos

Ce polycopié de cours, conforme au programme enseigné, s'adresse aux étudiants de 1^{ère} année Master génie civil spécialité structure (1MGCS). C'est un travail personnel qui émane de ma propre expérience lors de mes activités pédagogiques dans la matière de structure en béton armé.

Il est rédigé de manière simplifiée et des exemples sont introduits après avoir donné des notions afin que l'étudiant puisse assimiler le contenu du cours et ait une vision claire de son application dans la vie courante. Des exercices sont accompagnés de leurs solutions à la fin pour que l'étudiant s'y entraîne.

Ce polycopié de cours s'articule autour de cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré aux Calcul des planchers dalles et planchers champignons. Le deuxième chapitre aborde le calcul des portiques en béton armé sous les charges verticales . La Répartition des charges verticales sur les traverses et le Calcul des portiques par la méthode de Caquot sera aussi détaillée dans ce chapitre. Le troisième chapitre est consacré au calcul des portiques auto-stables en béton armé et les charges horizontales par la méthode de Muto. Le quatrième chapitre permettra à l'étudiant également de connaître la disposition réglementaire relatives aux poteaux et poutres par les règlements : BAEL et RPA 99. Le dernier chapitre est réservé au calcul des fondations superficielles : Semelle sous mur ; Semelle isolée sous Poteau ; Semelle filante sous poteaux ; Radier.

Sommaire

Chapitre 1 : Calcul des planchers dalles et planchers champignons

1.1 Introduction	02
1.2 Rôle d plancher	03
1.3 plancher en béton armé	03
1.3.1 plancher a corp creux	03
1.3.2 plancher dalle pleine	09
1.3.3 plancher champignon	11
1.4 Charges sur plancher :	13
1.5 calcul des dalle pleine	16
1.6 Calcul des poutres de planchers par la méthode forfaitaire	18
1.7 Méthode de calcul des dalles rectangulaires :	23

Chapitre 2 : Calcul des portiques en béton armé sous les charges verticales

2.1 Introduction	36
2.2 Répartition des charges verticales sur les traverses	37
2.3 La méthode de Caquot	38
2.4 Cas d'un portique auto stable poteau-poutres	43

Chapitre 3 : Calcul des portiques sous les charges horizontales

3.1 Introduction	54
3.2 Répartition des forces horizontales de niveau sur les portiques par la méthode du centre de torsion	54
3.3 Calcul des portiques sous les forces horizontales par la méthode de Muto	56

Chapitre 4 : Dispositions règlementaires relatives aux poteaux et poutres

4.1 Les combinaisons des actions (BAEL et RPA 99)	62
4.2 Dispositions règlementaires relatives aux poteaux	63
4.3 Dispositions règlementaires relatives aux poutres	71

Chapitre 5. Fondations superficielles

5.1 Introduction	75
5.2 Stabilité des ouvrages	75
5.3 Types de fondations	75
5.4 . Critère de choix du type de fondation.	75
5.5.- Fondations superficielles	76
5.6 Dimensionnement et ferrailage des fondations superficielles	78
5.7 Semelle excentrées	93
5.8 Radier	96
Exercice	101

Chapitre 1 :

Calcul des planchers dalles et champignons

1.1 Introduction

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation.

Dans le cas du plancher le plus bas du bâtiment on parle de **dallage**.

Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie portante et le plafond.

- **partie portante** : est constituée par des poutres en B.A. ou en béton précontraint, des poutrelles métalliques, des solives en bois, des dalles en béton armé pleines ou nervurées. La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre (de l'élément porteur lui-même, du revêtement et du plafond) ; les surcharges d'exploitation qui sont fonction de l'utilisation qu'on va faire du bâtiment ; le poids des diverses cloisons de séparation.

- **Le revêtement** : repose sur la partie portante : ce peut être du carrelage, parqué en bois, dallages divers, revêtements synthétiques. Il doit être adapté au type de la construction, il doit garantir essentiellement une isolation acoustique et thermique satisfaisante, tout en présentant un aspect esthétique.

- **Le plafond** : est réalisé sous l'élément porteur, c'est un enduit de plâtre, ce peut être des plâtres préfabriqués en matériaux de tous genres. Il contribue à l'amélioration de l'isolation qui peut être obtenue tout en obéissant à l'esthétique.

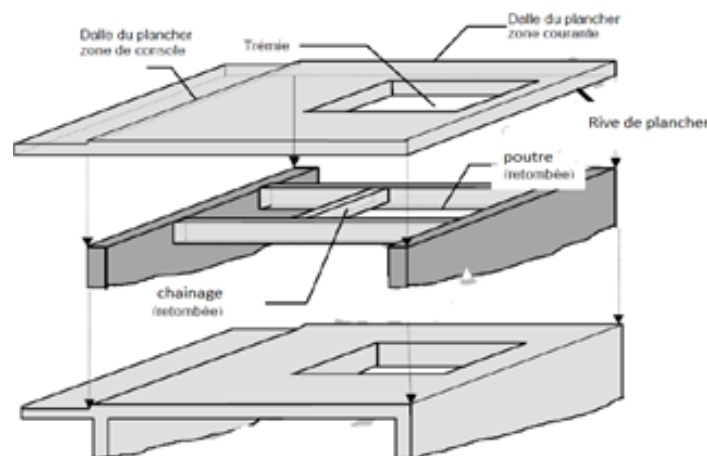


Figure 1.1 : composant d'un plancher

Les planchers doivent constituer des diaphragmes horizontaux, qui transmettent et répartissent d'une manière uniforme les efforts horizontaux sur les éléments porteurs. Pour cela, des dispositions doivent être adoptées pour assurer leur monolithisme ainsi que leur indéformabilité, et des liaisons doivent être prévues sur leur pourtour avec les divers éléments [1, 2].

1.2 Rôle des planchers.

Les planchers doivent répondre aux mêmes critères que les murs porteurs, à savoir :

- Résistance et stabilité.

- supporter les charges d'utilisation
- ne pas fléchir
- durabilité

- Etanchéité et protection.

- à l'air
- au feu

- Isolation thermique et acoustique.

- isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage)
- isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...)

- Fonction architecturale.

- aspect décoratif en sous face

- Fonctions techniques.

- facilité de mise en œuvre
- liaisons avec les porteurs verticaux
- passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

1.3 Les plancher en béton armée

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage) ; Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) ; Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

1.3.1 les planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

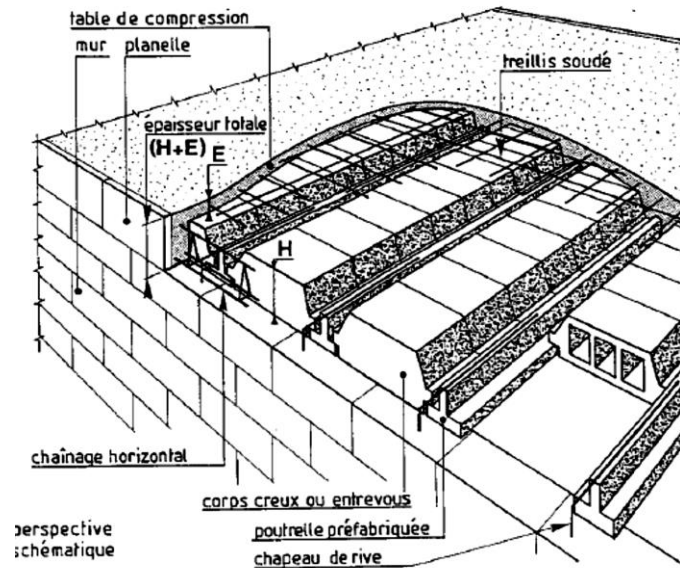


Figure 1.2 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

A. Les poutrelles

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. Il existe deux types de poutrelles béton, à savoir :

- **La poutrelle en béton de type treillis** : de profil triangulaire, elle est constituée, à la base, d'un talon plat destiné à supporter les hourdis ou entrevous. Elle intègre des ferrures de 8 à 16 mm de diamètre et est manipulable manuellement du fait de son poids léger.



Figure 1.3 : Poutrelle en béton de type treillis

- **La poutrelle en béton précontraint** : son profil est rectangulaire ou carré, voire en T inversé. Elle possède des portées pouvant atteindre 12 m. Ce type de poutrelle est assez lourd. Aussi, il nécessite le recours à un engin mécanique pour sa manutention.

B. Les entrevous (hourdis)

Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage. Ce sont donc des éléments de coffrage perdu. Mais on peut aussi leur accorder un rôle d'isolant.

Les normes européennes (série NF EN 15037-2 à 5) distinguent plusieurs types des poutrelles :

- **Le hourdis non résistant (LNR) et le hourdis faiblement résistant (NR)** qui n'assurent pas de fonction mécanique dans le système de plancher fini (avec l'appellation française d'entrevous de coffrage simple)



Figure 1.4 : Le hourdis non résistant (LNR) et le hourdis faiblement résistant (NR)

- **Le hourdis semi-résistant (SR) en béton ou en terre cuite** (avec l'appellation française d'entrevous de coffrage résistants), Ces entrevous participent au transfert de charges vers, les poutrelles. La paroi supérieure seule des entrevous ne peut agir comme une table de compression dans le système de plancher fini.

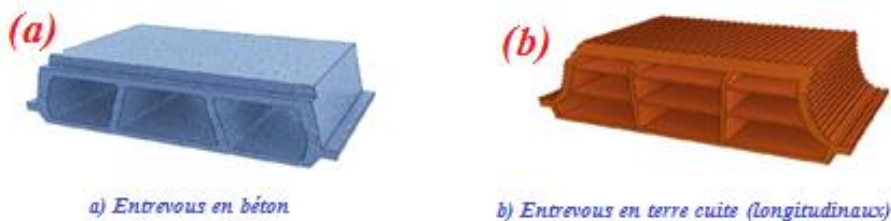


Figure 1.5 : Le hourdis semi-résistant (SR) en béton ou en terre cuite

La hauteur des éléments en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher. La largeur varie de 16 à 21 cm. la longueur est constante et correspond à un espacement des poutrelles de 60 cm.

C-La table de compression :

La dalle de compression est l'âme de ce type de plancher, il a généralement une épaisseur supérieure à 4 Cm. Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous et les poutrelles doit être correctement armée.

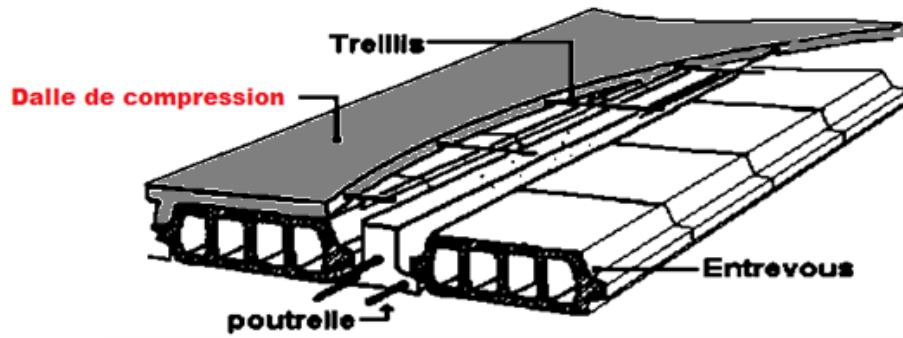


Figure 1.5 : plancher à corps creux

D- Dimensionnement du plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher à corps creux doit vérifier les conditions suivantes :

1. Condition de la flèche : Selon les règles du CBA93 [3] (Art : 6.8.4.2.1), le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux (figure 1.6) se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Eq (1.1)}$$

2. Condition d'isolation phonique : $h \geq 16 \text{ cm}$
3. Condition de sécurité incendie : $h \geq 7 \text{ cm}$
 - $h \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
 - $h \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu



Figure 1.6 : Plancher à corps creux

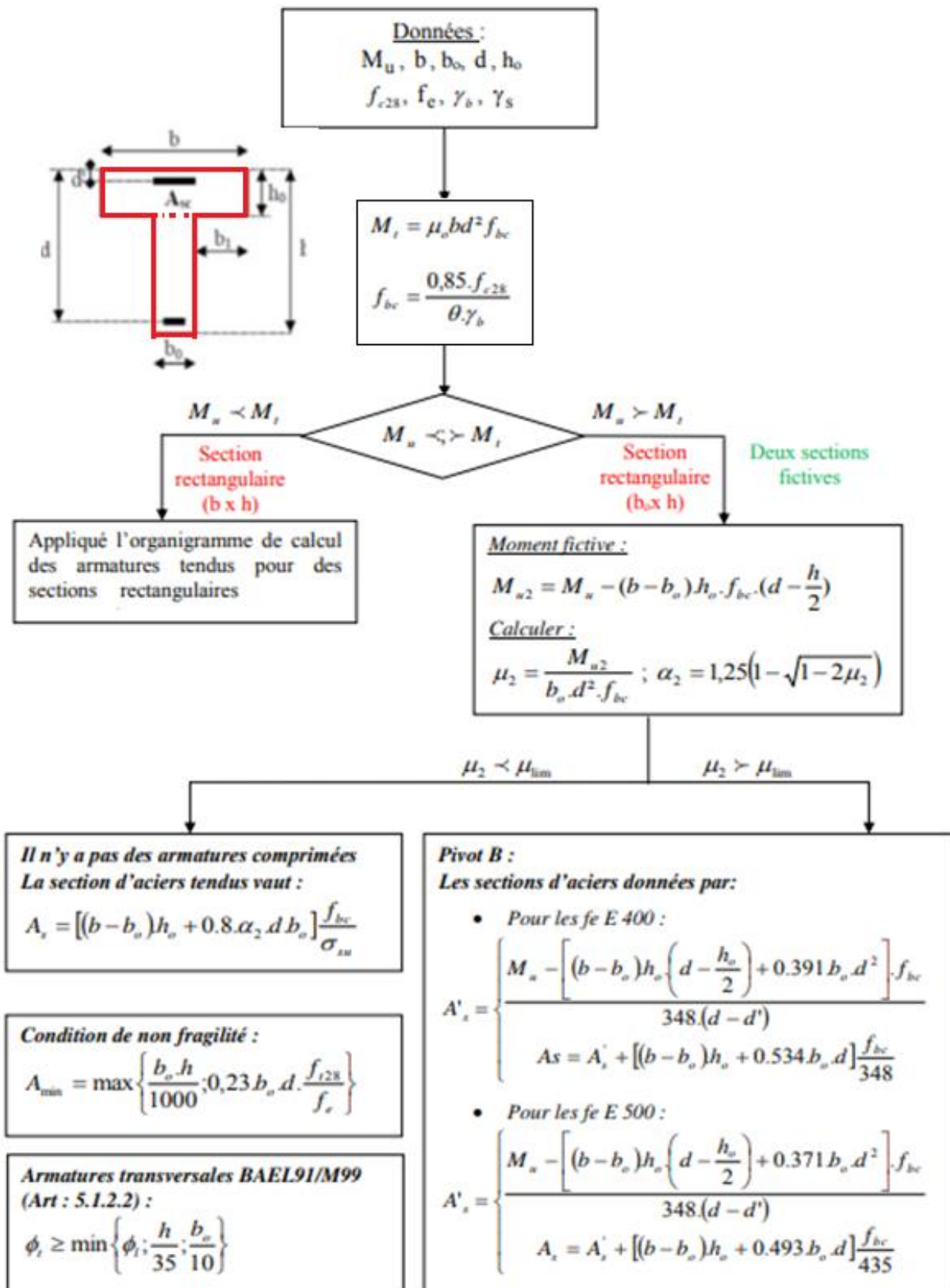
Ou,

ht: Hauteur total du plancher,

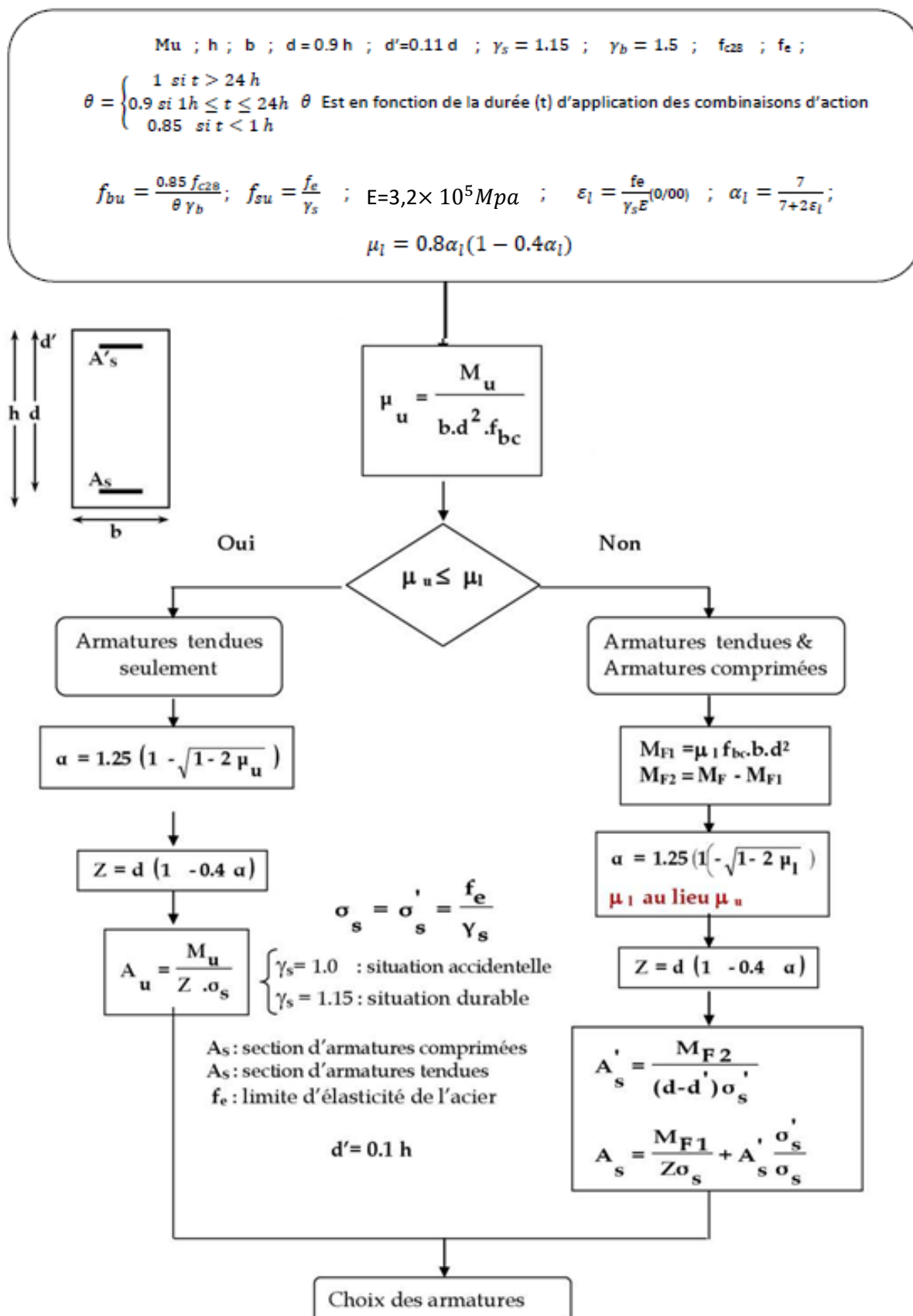
Lmax : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

C- Ferrailage des poutrelles

Organigramme de calcul des armatures tendues pour une section en T [4] :



Organigramme de calcul des armatures tendues pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple à l'Etat limite ultime :



D-- Disposition constructives des armatures du plancher à corps creux

- Les treillis soude doivent être disposés sur toute la surface de la dalle :
- Diamètre de : $[3,5\text{mm} \div 5\text{mm}]$ (figure 1.7) ;
- Maille de : $150\text{ mm} \div 300\text{mm}]$ (figure 1.7).
- les chapeaux doivent être disposées au-dessus de la treille soudée (figure 1.8)

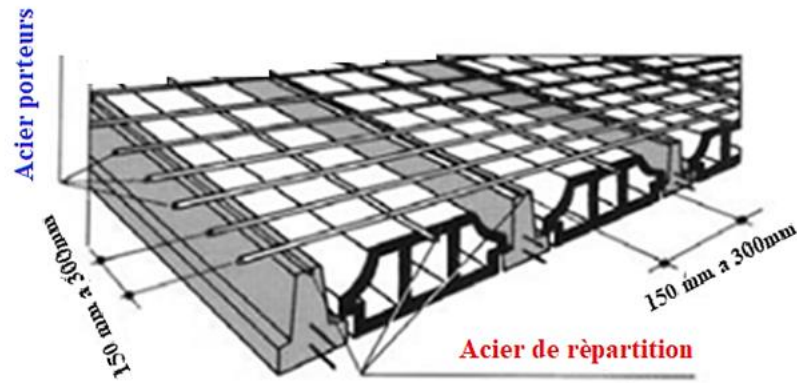


Figure 1.7 Disposition constructives des armatures longitudinales en travée d'un plancher à corps creux

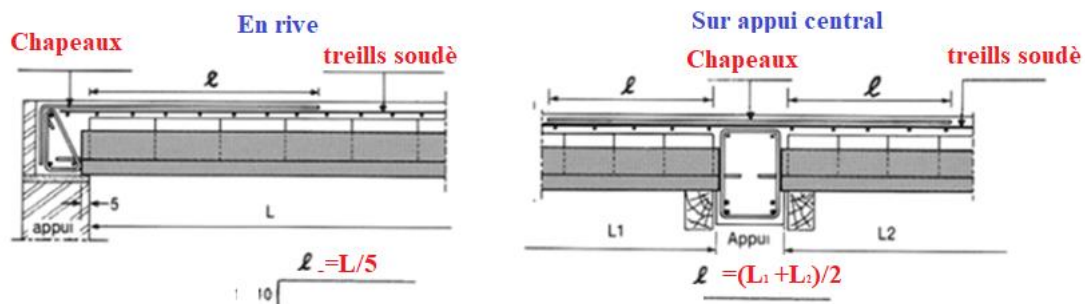


Figure 1.8 Disposition constructives des armatures longitudinales en appui (chapeaux) d'un plancher à corps creux

1.3.2 Les planchers dalles pleine

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs

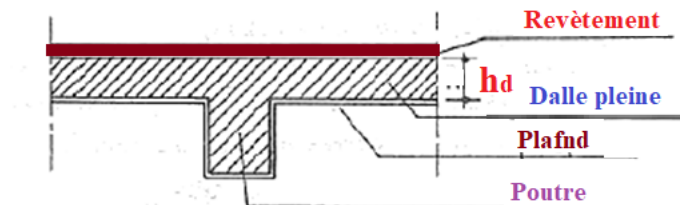


Figure 1.9 plancher dalle pleine

La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrage avant la réalisation.

A- Dalles coulées en place

A.1. Disposition des armatures

Les planchers sont généralement armés en fonction de leur chargement et des liaisons aux appuis.

- * En zone courante: En partie basse, un treillis à calculer.
- * Aux appuis: Des aciers en chapeau.
- * Aux rives: un chaînage tout autour du plancher.

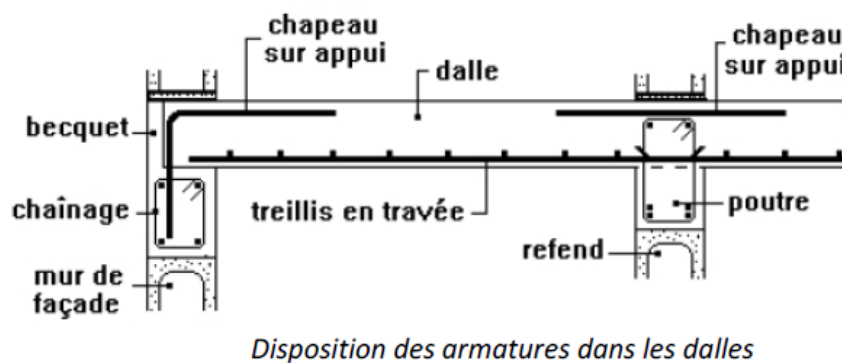


Figure 1.10 : Disposition des armatures du plancher dalle pleine

A-2. Mise en œuvre du béton.

Le béton est coulé sur un *coffrage* préalablement mis en place.

Avant la phase de coulage, on a positionné les armatures.

Le coffrage doit rester en place tant que le béton n'est pas assez résistant pour se tenir seul. Puis, après son démontage et pendant une vingtaine de jours, on laissera des étais sous la dalle afin d'éviter le fluage du béton.

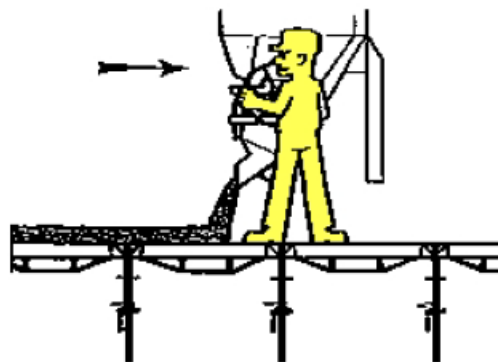


Figure 1.11 : Mise en œuvre du béton d'un plancher dalle pleine

A-3 Avantage et inconvénient du plancher dalle pleine

Avantage	Inconvénient
-Pas de contrainte liée a la préfabrication, -Dalle de taille et de forme quelconque, -ne nécessite pas forcément un gros matériel de lavage -bonne isolation aux bruits aériens, - Bonne résistance au feu	-nécessite l'immobilisation de nombreux coffrages, -mise en œuvre long, -mauvaise résistance aux bruits d'impacté

Tableau 1.1 : Avantage et inconvénient du plancher dalle pleine

1.3.3 Plancher champignon :

Le plancher champignon c'est des dalles pleines reposant sur des points d'appuis isolés constitués par des poteaux et comme les poteaux ont la tête évasée, on les appelle dalle champignon.

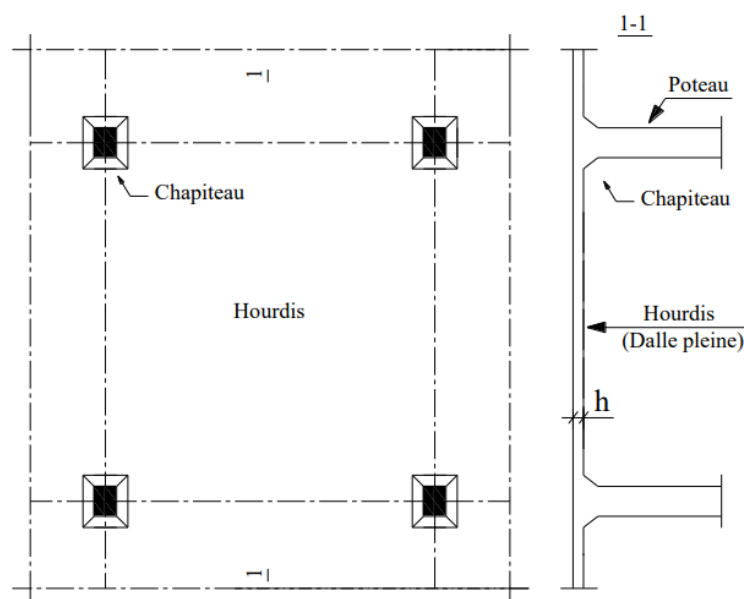


Figure 1.12 plancher champignon

Ce type de dalle est adopté lorsqu'on a besoin d'un espace libre important sans murs avec simplement les piliers et les planchers et lorsqu'on veut éviter la présence de poutres apparentes.

Les poteaux disposés selon une trame régulière doivent cependant être implantés de manière à ce que la portée dans un sens ne dépasse pas 2 fois la portée dans l'autre sens [5].

Dans le cas de plancher champignon, l'évasement, c.a.d., l'augmentation progressive de la section du poteau en tête s'appelle chapiteau. Le chapiteau présente une forme homothétique à celle du poteau pour une distribution régulière des forces.

L'écartement des poteaux varie de 8 à 12 m dans chaque sens, et l'épaisseur de la dalle varie de 22 à 35 cm [5].

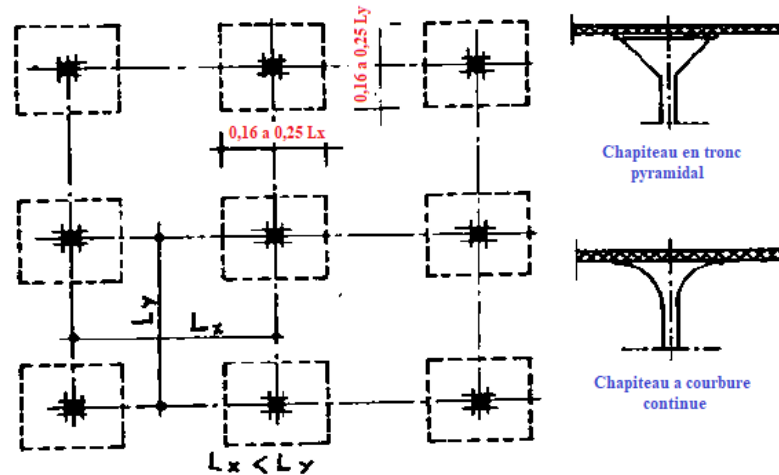


Figure 1.13 plancher champignon

1.3.3.1 Disposition constructives des planchers champignons

a) armatures des panneaux :

Ces armatures comportent normalement :

- un quadrillage général inférieur dont certaines barres peuvent être arrêtées avant les axes des appuis sur les bandes sur appuis ;
- des barres supérieures formant chapeaux sur les bandes sur appuis.

Au droit des appuis (ou des chapeaux), il ya évidemment croisement des deux nappes supérieures correspondant aux deux cours de bandes sur appuis [5].

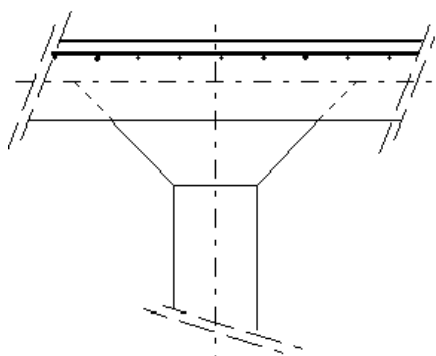


Figure 1.14 Disposition des armatures des panneaux du plancher champignon

b) Formes et armatures des chapiteaux

On utilise assez souvent des chapiteaux à base carrée, mais ces chapiteaux donnent bien à d'importantes concentrations de contraintes au voisinage des angles. Des chapiteaux à base octogonale permettent d'éviter cet inconvénient.

Pour assurer la transmission des couples de flexion qui sollicitent les chapiteaux lorsque la disposition des surcharges est dissymétrique, il est nécessaire de prévoir des armatures au voisinage de leurs faces inférieures [5].

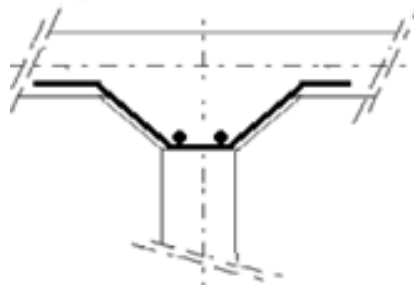


Figure 1.15 Disposition des armatures des chapiteaux du plancher champignon

1.4 Charges sur plancher :

On distingue deux types de charges

1.4-1 Charge Permanente, qui ont pour symbole G , comprenant les poids des parties porteuses telles que les poutres, les poteaux... et les poids des parties non porteuses telles que les isolants, les revêtements..., [6]

G1: poids propre de la structure (murs, poteaux, poutres, planchers)

G2: poids des autres éléments Exemples : couverture, cloisons, revêtements

G3: poussée des terres (cas de la poussée sur les murs de sous-sol)

G4: actions dues aux déformations différées Exemple : retrait du béton

A) Charge Permanente sur un plancher à corps creux

La charge permanente de chaque étage sont déterminées à partir de « D.T.R.B.C.22 » [6]

Plancher terrasse inaccessible :

N	Description	Epaisseur e [m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Poids surfaciques G[KN/m ²]
1	Gravillon de Protection,	0,05	20	1,00
2	Etanchéité Multicouche,	0,02	6	0,12
3	Papier kraft			0,05
4	Isolation thermique en liège,	0.04	0,75	0,03
5	Béton en Forme de Pente (1%),	10	22	2,20
6	Pare vapeur	1	6	0,06
7	Film polyane			0,01
8	Dalle à corps creux	h_d	/	Voir D.T.R.B.C.22
9	Enduit en ciment,	0,015	18	0,27
10	Enduit en plâtre,	0,02	10	0,2

Tableau 1.2 : Charge Permanente due au Plancher terrasse (un plancher à corps creux)

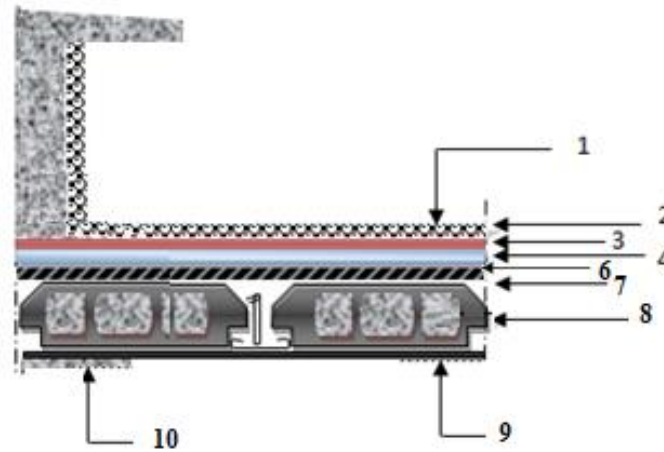


Figure 1.16 Disposition des matériaux pour un plancher terrasse (un plancher à corps creux)

Étage courant :

N	Description	Epaisseur e [m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Poids surfaciques G[KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle à corps creux	h_d	/	Voir D.T.R.B.C.22
5	Enduit en ciment,	0,015	18	0,27
6	Enduit en plâtre,	0,02	10	0,2
7	Cloisons légères			1,1

Tableau 1.3 : Charge Permanente due au Plancher étage courant (un plancher à corps creux)

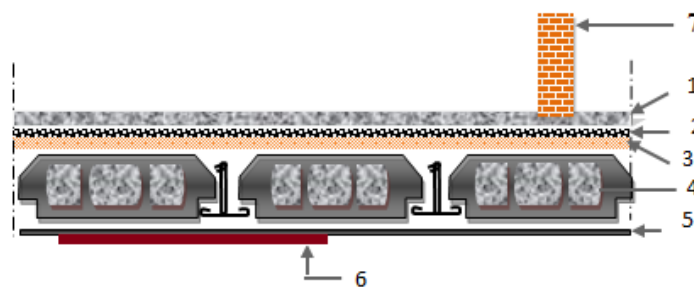


Figure 1.17 Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux (étage courant)

B) Charge Permanente sur un plancher dalle pleine

La charge permanente de chaque étage sont déterminées à partir de « D.T.R.B.C.22 »[6]

Plancher terrasse inaccessible :

N	Description	Epaisseur e [m]	Poids volumique p [KN/m ³]	Poids surfaciques G[KN/m ²]
1	Gravillon de Protection,	0,05	20	1,00
2	Etanchéité Multicouche,	0,02	6	0,12
3	Papier kraft			0,05
4	Isolation thermique en liège,	0.04	0,75	0,03
5	Béton en Forme de Pente (1%),	10	22	2,20
6	Pare vapeur	1	6	0,06
7	Film polyane			0,01
8	Dalle pleine	h_d	25	$h_d \times 25$
9	Enduit en ciment,	0,015	18	0,27
10	Enduit en plâtre,	0,02	10	0,2

Tableau 1.4: Charge Permanente due au Plancher terrasse (un plancher dalle pleine)

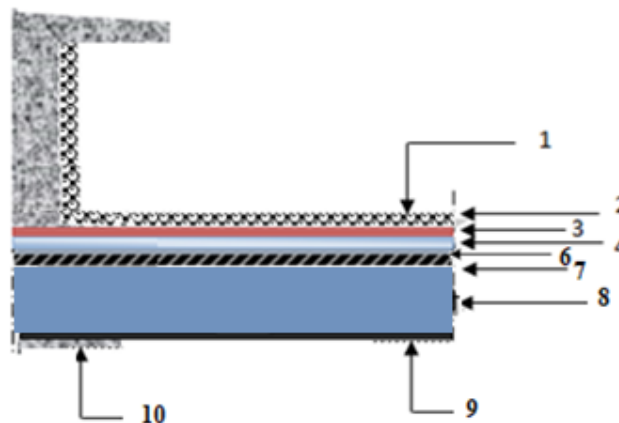


Figure 1.18 Disposition des matériaux pour un plancher terrasse (un plancher dalle pleine)

Étage courant :

N	Description	Epaisseur e [m]	Poids volumique p [KN/m ³]	Poids surfaciques G[KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	h_d	25	$h_d \times 25$
5	Enduit en ciment,	0,015	18	0,27
6	Enduit en plâtre,	0,02	10	0,2
7	Cloisons légères			1,1

Tableau 1.5 : Charge Permanente due au Plancher étage courant (un plancher dalle pleine)

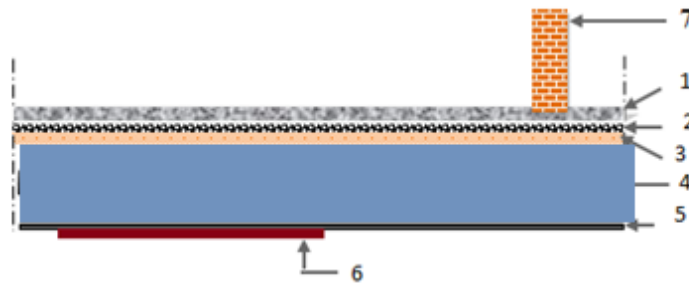


Figure 1.19 Disposition des matériaux pour un plancher **dalle pleine** (étage courant)

1.4-2 Charge variables comprenant les charges d'exploitation comme les poids des personnes, des meubles..., notées Q , et les charges climatiques comme le poids de la neige notée S [6].

Q1: charges d'exploitation

Q2: charges climatiques :

S : action de la neige notée.

Q3: action de la température notée T

Q4: actions appliquées en cours de construction (Exemple : dépôt de palettes de matériaux sur les planchers

1.5 Calcul des dalles pleines

1.5.1 pré-dimensionnement des dalles pleines

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule (figure 1.16).

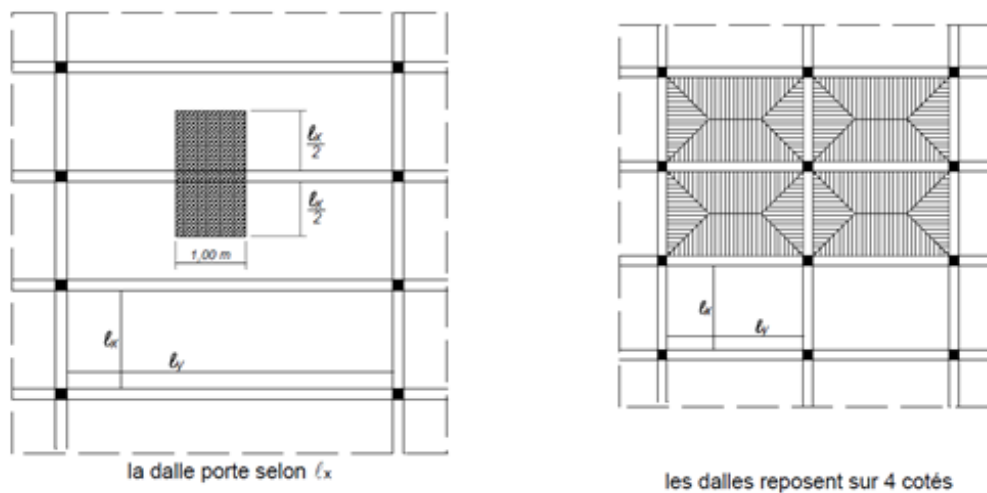


Figure 1.20 : Sens de travail d'une dalle plein

l_x et l_y sont les portées d'un panneau de dalle.

Avec,

l_x : le plus petit côté de la dalle ;

l_y : le plus grand côté de la dalle.

Le dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle [1, 3].

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

1. Condition de résistance à la flexion :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on doit prendre en compte les deux paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

- Dalle porte dans un seul sens $\equiv$ dalle pleine sur 2 appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad [\text{BAEL 91 / A.8.2,31}][4]$$

- Dalle porte dans deux directions $\equiv$ dalle pleine sur 4 appuis :

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad [\text{BAEL 91 / Annexe E3}][4]$$

Avec :

l_x et l_y sont les dimensions entre nus des appuis d'un panneau de dalle le plus sollicité avec $l_x < l_y$

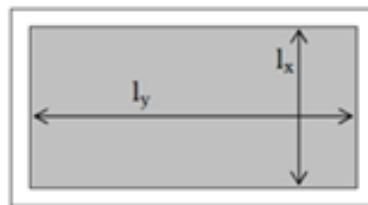


Figure 1.21. Dimensions d'un panneau de dalle.

b. Le type de la travée étudiée :

- Travée isostatique** : c'est une travée sur deux appuis simples
- Travée intermédiaire** : c'est une travée sur deux appuis avec prise en compte de la continuité.

Travée étudiée	hd/lx = épaisseur / lx	
	Dalle sur 2 côtés	Dalle sur 4 côtés
Travée isostatique	$\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}$	$\frac{1}{35} \div \frac{1}{25}$
Travée intermédiaire	$\frac{1}{35} \div \frac{1}{25}$	$\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}$

Tableau 1.6. Pré dimensionnement d'une dalle pleine.

2. – Condition d'isolation acoustique : $hd \geq 16$ cm

3. – Condition de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;

4. – Condition de sécurité vis à vis de l'incendie :

- $hd \geq 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu
- $hd \geq 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.

1.6 Calcul des poutres de planchers par la méthode forfaitaire

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence) [4].

1. 6.1 Les planchers : il existe deux type de plancher selon la nature de la sur charge d'exploitation [4]:

1-plancher à charge d'exploitation modérées

Dans les « constructions courantes » les charges d'exploitation sont modérées : les valeurs de ces charges sont alors au plus égales à deux fois celles des charges permanentes ou à 5000 N/m^2 .

De plus, les charges localisées appliquées à un élément quelconque de plancher (dalle, poutrelle, poutre) et généralement associées implicitement aux charges réparties doivent être inférieures à la plus grande des deux valeurs : 2000 N et le quart de la charge d'exploitation totale susceptible d'être appliquée à cet élément

2-plancher a charge d'exploitation relativement élevées

Dans les « constructions industrielles » les charges d'exploitation sont relativement élevées : les valeurs de ces charges sont alors supérieures à deux fois celles des charges permanentes ou à 5000 N/m^2 ; elles comprennent le plus souvent des charges localisées importantes, éventuellement mobiles, et pouvant donner lieu à des effets dynamiques.

1.6.2. La portée de calcul BAELB.6.1 ,1[4] :

- Dans le cas de la dalle repose sur des massifs ou des murs e maçonnerie, la portée correspond à la distance entre les points d'application des résultants des réactions d'appui

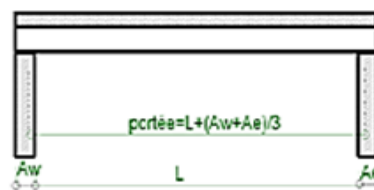


Figure 1.22: Portée de calcul d'une dalle repose sur des massifs

- Dans le cas de la dalle munie d'appareils d'appui, la portée correspond à la distance entre les points d'application des résultants des réactions d'appui les points d'application des résultants des réactions d'appui

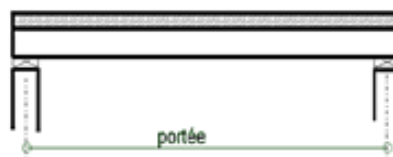


Figure 1.23: Portée de calcul d'une dalle munie d'appareils d'appui

- Dans le cas de la dalle repose sur un élément en béton armé, la portée correspond à la distance entre nus.



Figure 1.24: Portée de calcul d'une dalle repose sur un élément en béton armé

1.6.3. Domaine d'application de la méthode forfaitaire[4] :

Cette méthode est applicable uniquement aux éléments fléchis de poutres, poutrelles et dalles portant dans un seul sens :

- ❖ Elle est applicable seulement pour les plancher à charges d'exploitation modérés
- ❖ Un plancher est dit à charges d'exploitation modérés si la valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 500N/m^2 . $Q \leq \min(2 \times G; 5\text{KN/m}^2)$
- ❖ Les éléments solidaires ont les mêmes sections dans les différentes travées
- ❖ Les portées des travées successives sont dans un rapport compris entre (0.8;1.25)
- ❖ La fissuration est peu nuisible

Dans les cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT), mais il est alors admissible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

1.6.4. Principe de la méthode:

Le principe de la méthode consiste à affecter aux moments en travées et en appuis des proportions du moment isostatique de chaque travée pris séparément :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad \text{Eq (1.2)}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (Figure 1.21(a))

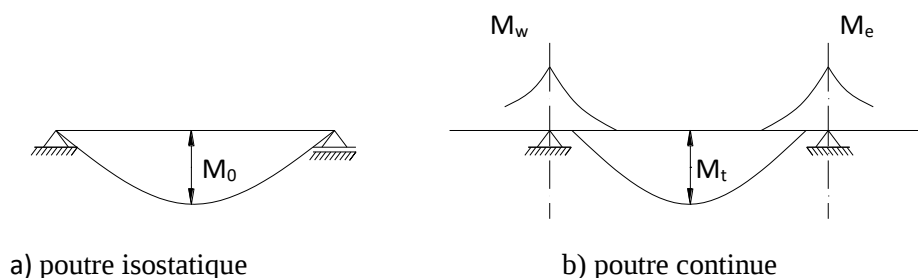


Figure 1.25: Définition des moments

M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite de la travée considérée (Figure 1.21(b))

Pour chaque travée, on pose : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Eq (1.3)}$$

- Moments en travées M_t :

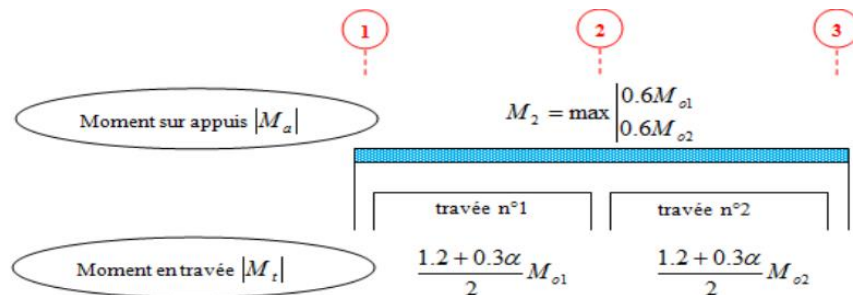
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \quad \text{Eq (1.4)}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{pour une travée intermédiaire})$$

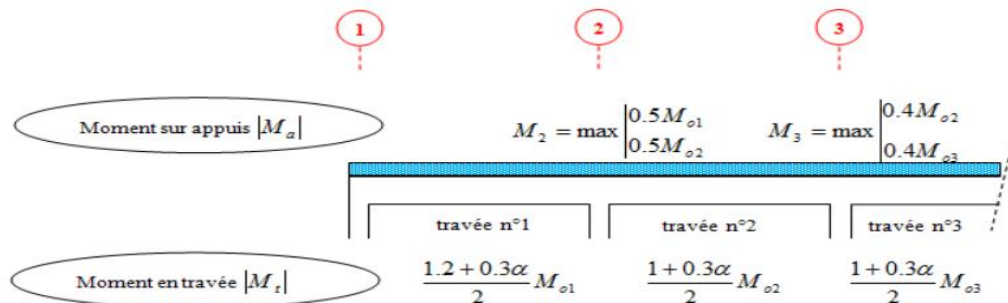
$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{pour une travée de rive})$$

➤ Valeurs minimales des moments M_t , M_w et M_e

✚ Poutre à 2 travées



✚ Poutre à plus de 2 travées



Remarque : Pour les appuis de rives on admettra des encastremets partiels avec des moments de $0.2 M_0$.

- **Effort tranchant :** Sur une travée, le moment varie paraboliquement (figure 1.22) ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec $L = a + b$.

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} T_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ T_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \quad \text{Eq (1.5)}$$

Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \quad \text{Eq (1.6)}$$

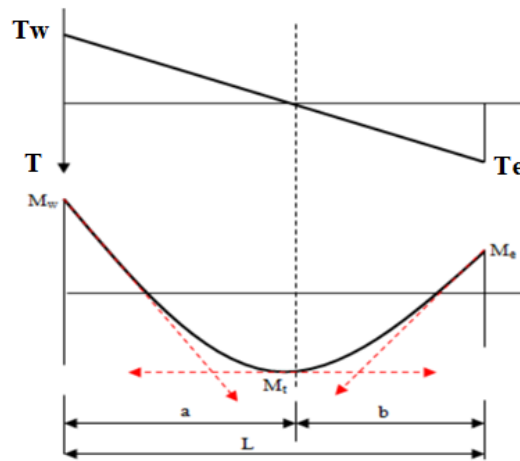


Figure 1.26 : Variation du moment et de l'effort tranchant dans une travée

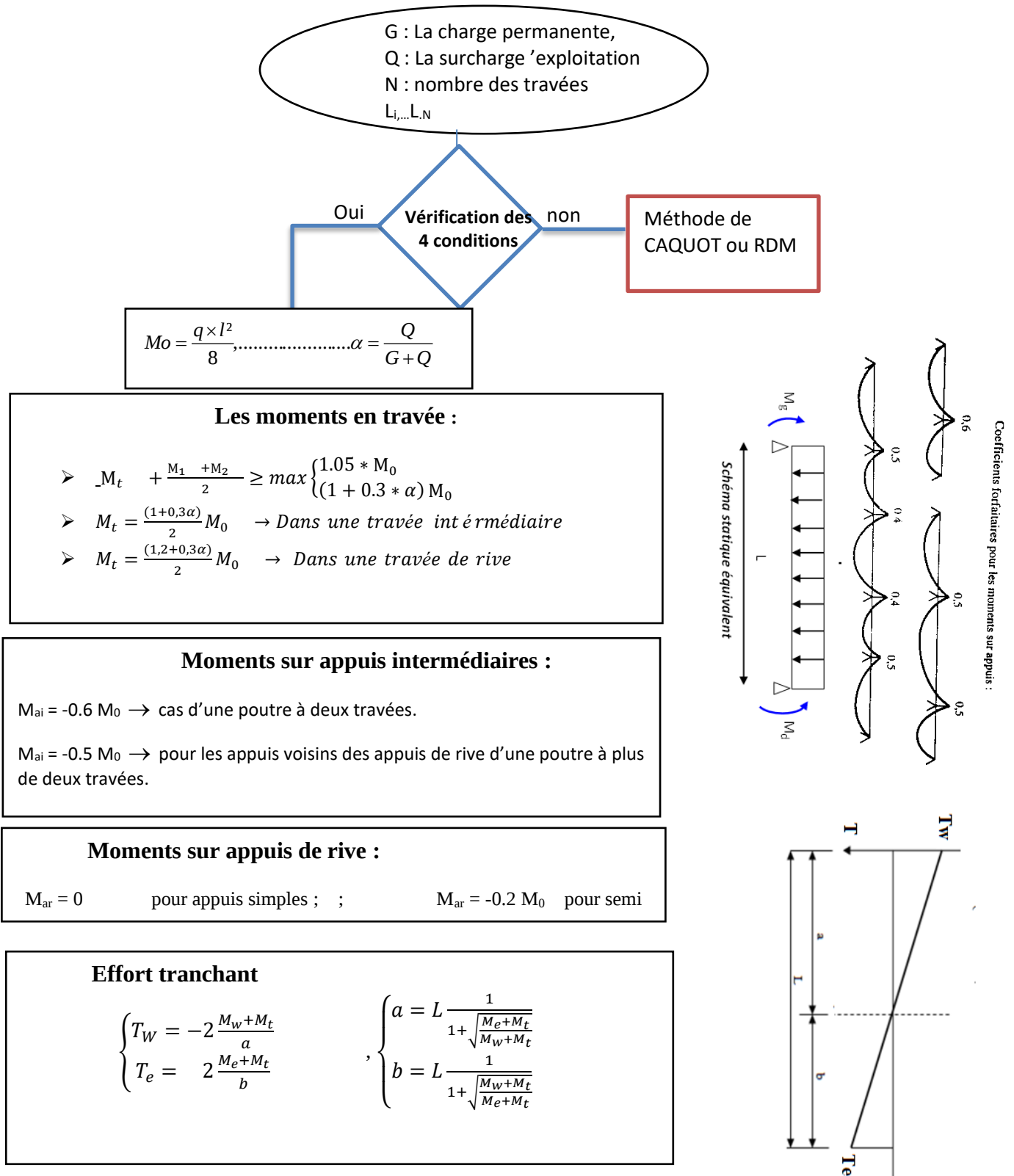


Figure 1.27 : Organigramme de la méthode forfaitaire

1.7 Méthode de calcul des dalles rectangulaires :

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; les dalles portent dans un seul sens (Figure 1.28a)
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; les dalles portent selon deux directions (Figure 1.28b)

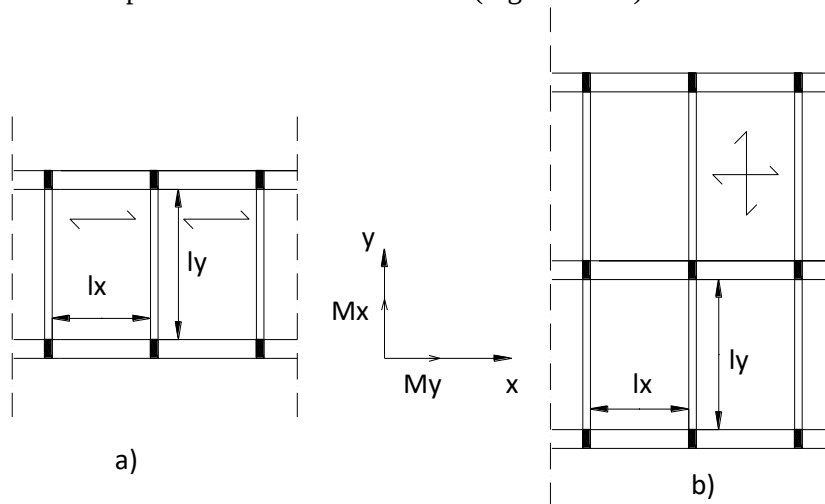


Figure 1.28 : Types de la dalle pleine

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Figure 1.29).

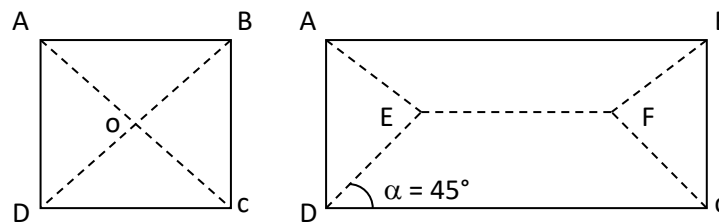


Figure 1.29. Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement

A. Dalle travaille dans un seul sens $\rho < 0,4$

Dans ce cas le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1 m, et de hauteur h. L'armature calculée doit être placée dans la plus courte direction.

Les étapes de calcul :

1. Calculer les charges au m²

- Charges permanentes : G
- Charges d'exploitation : Q

2. Calculer les combinaisons d'actions

- à l'E.L.U $\Rightarrow q_u = 1.35G + 1.50Q$

- à l'E.L.S $\Rightarrow q_{ser} = G + Q$

3. Calculer les sollicitations

- à l'E.L.U $\Rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{8}; V_u = \frac{q_u l}{2}$ Eq (1.7)

- à l'E.L.S $\Rightarrow M_s = \frac{q_s l^2}{8}; V_s = \frac{q_s l}{2}$ Eq (1.8)

6. Calculer l'armature de la dalle

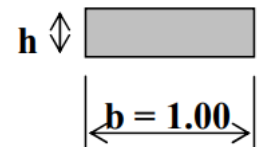
a. évaluer d (hauteur utile) : $d = h - 3$ à 6 cm (suivant l'enrobage)

b. Calculer μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}, f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}. \quad \text{Eq (1.9)}$$

Mu en MN.m /m

B et d en m f_{bu} en MPa



7. Calculer α :

Si $\mu < 0.392 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ Eq (1.10)

8. Calculer Z :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \text{Eq (1.11)}$$

9. Calculer As

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}}, f_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \text{Eq (1.12)}$$

As : en m²/ml

Mu en MN.m /ml

Z en m f_{su} en MPa

9. Vérifier la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d ; f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 \quad \text{Eq (1.13)}$$

10. Calculer la section des aciers de répartition

$A_{sr} = A_s/4$ pour une dalle portant dans un seul sens

11. Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal

$$\begin{cases} A_s \\ A_{sr} \end{cases} \geq \rho_x \times b \times d \quad \text{Eq (1.14)}$$

Avec :

ρ_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x.

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2}, \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Eq (1.15)}$$

Avec :

$\rho_0 = 0,0008$ à taux des armatures dans la section pour des aciers à haute adhérence de classe FeE400.

$\rho_0 = 0,0006$ à taux des armatures dans la section pour des aciers à haute adhérence de classe FeE400.

$$\begin{cases} A_s \\ A_{sr} \end{cases} \geq \frac{3-\rho}{2} A_{sy}; A_{sy} = \begin{cases} 12h & R.L \\ 8h & HA 400 \\ 6h & HA 500 \end{cases} \quad \text{Eq (1.16)}$$

12. Espacement maximal CBA93 [3] (Art. 7.2.4.2) :

Cas de fissuration peu nuisible

- Sens porteur

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

- Sens de répartition ou le moins porteur

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

B-Dalle travaille dans les deux sens $0,4 \leq \rho \leq 1$

Pour calculer la dalle qui travaille dans les deux directions, on utilise la méthode : Utilisation des annexes F3 des règles BAEL;

B-1 Cas des charges réparties.

Les étapes de calcul :

1. Calcul des sollicitations :

Soit q une charge uniformément répartie par m² de la dalle, pour une bande de largeur unité Pour le cas d'une dalle simplement appuyée (figure 1.30), Les moments Mx suivant lx et My suivant ly , au centre de la dalle,

sont obtenus par les formules qui suivent Eq (1,16), dans lesquelles les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par le tableau 1.2 [3].

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 & \text{Dans le sens } x - x \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} & \text{Dans le sens } y - y \end{cases} \quad \text{Eq (1.17)}$$

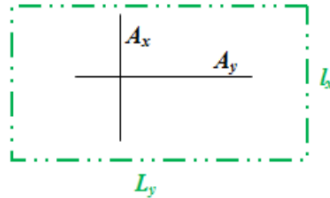


Figure 1.30 : Moments au centre d'une dalle uniformément chargée [3].

Affectation de fraction forfaitaire de M_{0x} et M_{0y} [4] :

Les moments généralement adoptés en travée (M_t) et sur appuis ($M_a = M_e$ ou $M_a = M_w$) sont calculer en fonction des conditions d'encastresments :

- **Pour les panneaux continues :**

- Moments en travée $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{cases}$

- Moments en appuis $\begin{cases} M_{ax} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{0y} \end{cases}$

- **Pour les panneaux de rive :**

- Moments en travée $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{cases}$

- Moments sur appuis de rive $\begin{cases} M_{rx} = - 0,3 M_{0x} \\ M_{ry} = - 0,3 M_{0y} \end{cases}$

En respectant la condition suivante :

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

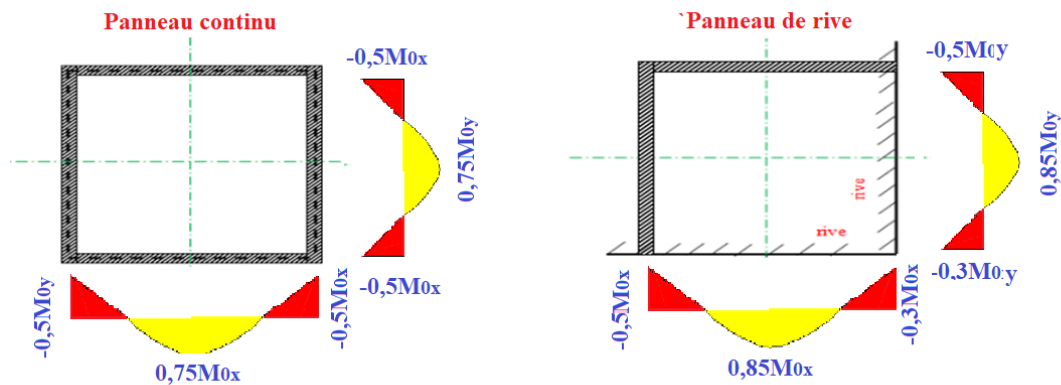


Figure 1.31 : Moments en travée et sur appuis d'une dalle continue en fonction des conditions d'encastresments [3].

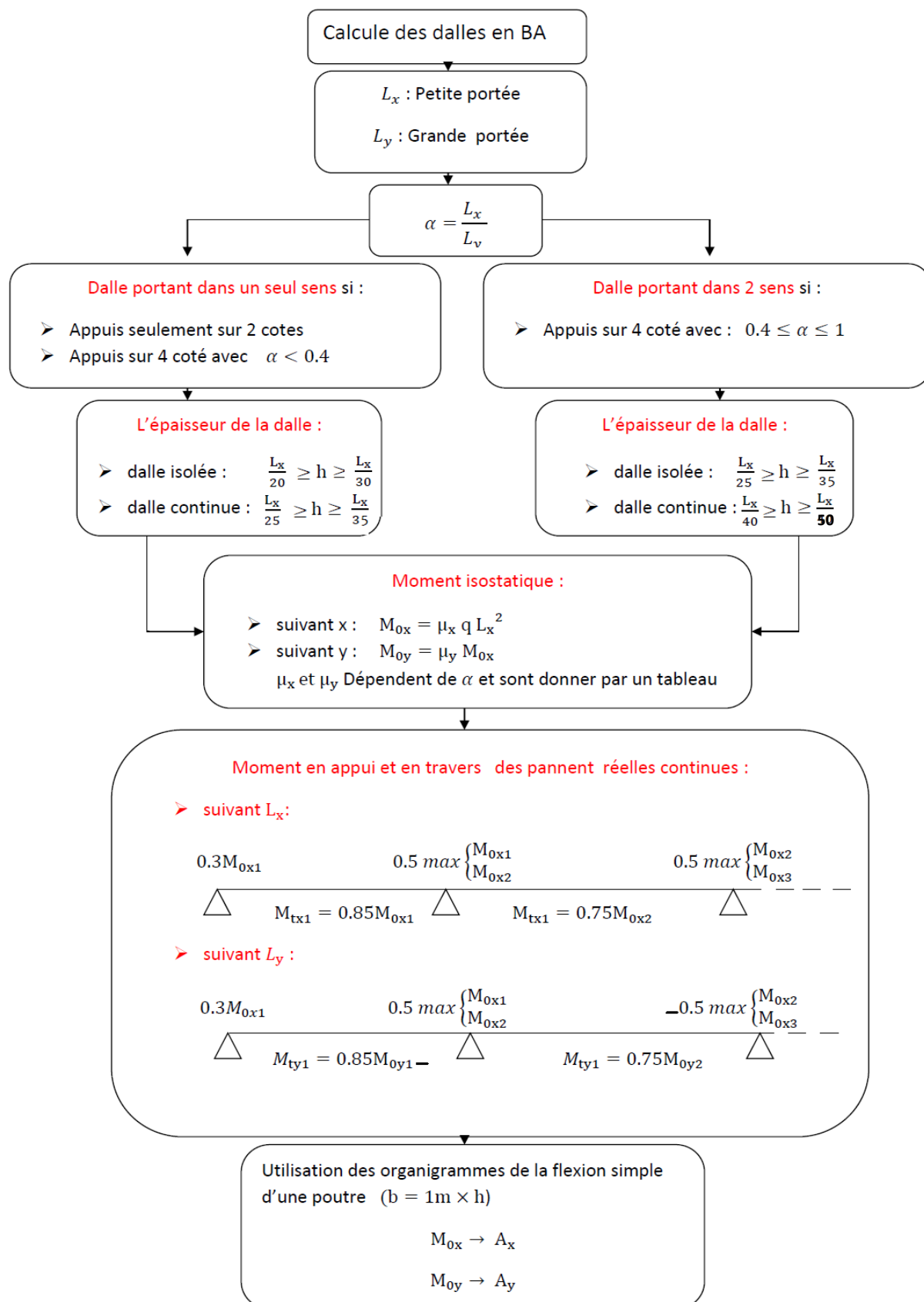
Tableau 1.7 : Abaque pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour [3].

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.383	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

à l'E.L.U $\nu = 0$ pour le calcul des armatures

à l'E.L.S $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

Figure 1.32: Organigramme de calcul des dalles en béton armé (dimensionnement et sollicitation)



2. Ferrailage de la dalle pleine

Les armatures de flexion sont calculées en considérant une bande de 1 mètre de largeur, le ferrailage se fait à l'ELU, en flexion simple en fissuration peu préjudiciable (FPP).

Les étapes de calcul de ferrailage

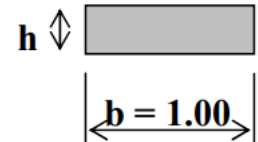
a. évaluer d (hauteur utile) : $d = h - 3$ à 6 cm (suivant l'enrobage)

b. Calculer μ :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{bd^2 f_{bu}}, \mu_y = \frac{M_{uy}}{bd^2 f_{bu}}, f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}. \quad \text{Eq (1.18)}$$

Mu en MN.m /m

B et d en m f_{bu} en MPa



c. Calculer α :

$$\text{Si } \mu < 0.392 \Rightarrow \alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}), \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) \quad \text{Eq (1.19)}$$

d. Calculer Z :

$$Z_{x,y} = d(1 - 0.4 \alpha_{x,y}) \quad \text{Eq (1.20)}$$

e. Calculer A_s

$$A_{s(x,y)} = \frac{M_{u(x,y)}}{Z_{x,y} f_{su}}, f_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \text{Eq (1.21)}$$

A_s : en m^2/ml ; M_u en MN.m /ml ; Z en m f_{su} en MPa

f. Vérifier la condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{sx} \\ A_{sy} \end{cases} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d ; f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 \quad \text{Eq (1.22)}$$

g. Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal

- Ferrailage minimal Selon le CBA93 [7], les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures à la section calculée comme suit :

✚ Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{sx,min} \left(\frac{cm^2}{m} \right) \geq 0,0008 \frac{(3-\rho)}{2} b \cdot h \text{ avec } b = 1m \\ A_{sy,min} \left(\frac{cm^2}{m} \right) \geq 0,0008 \cdot b \cdot h \text{ avec } b = 1m \end{cases} \quad \text{Eq (1.23)}$$

✚ Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{sx,min} \left(\frac{cm^2}{m} \right) \geq 0,0006 \frac{(3-\rho)}{2} b.h \text{ avec } b = 1m \\ A_{sy,min} \left(\frac{cm^2}{m} \right) \geq 0,0006.b.h \text{ avec } b = 1m \end{cases} \quad \text{Eq (1.24)}$$

Et

$$A_{sx,min} \left(\frac{cm^2}{m} \right) \geq \frac{3-\rho}{2} A_{sy,min} ; A_{sy,min} = \begin{cases} 12h & R.L \\ 8h & HA 400 \\ 6h & HA 500 \end{cases} \quad \text{Eq (1.25)}$$

- Espacement maximal CBA93 [7] (Art. 7.2.4.2) :

Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33cm \end{array} \right. \text{ Armatures dans le sens } L_x \quad \text{Eq (1.26)}$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4h \\ 45cm \end{array} \right. \text{ Armatures dans le sens } L_y \quad \text{Eq (1.27)}$$

Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable sont :

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 25cm \end{array} \right. \text{ Armatures dans le sens } L_x \quad \text{Eq (1.28)}$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33cm \end{array} \right. \text{ Armatures dans le sens } L_y \quad \text{Eq (1.29)}$$

-Arrêts des barres : -

-Les armatures en travées sont arrêtées 1 sur 2 à 0,10.lx du bord (figure 1.33);

-Les armatures en chapeaux sont arrêtées 1 sur 2 à l1et l2 (figure 1.33):

$$l_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ 0,20l_x \\ 0,25l_x \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour un panneau intermédiaire} \\ \text{Pour un panneau de rive} \end{array} \quad \text{Eq (1.30)}$$

$$l_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ l_1 / 2 \end{array} \right. \quad \text{Eq (1.31)}$$

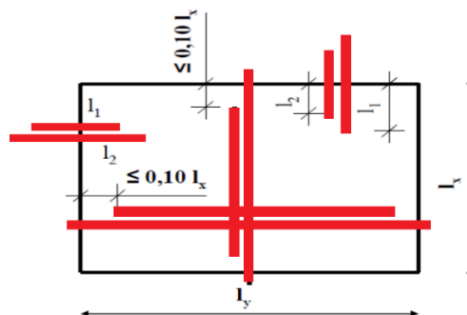


Figure 1.33 : Arrêts des barres pour dalles.

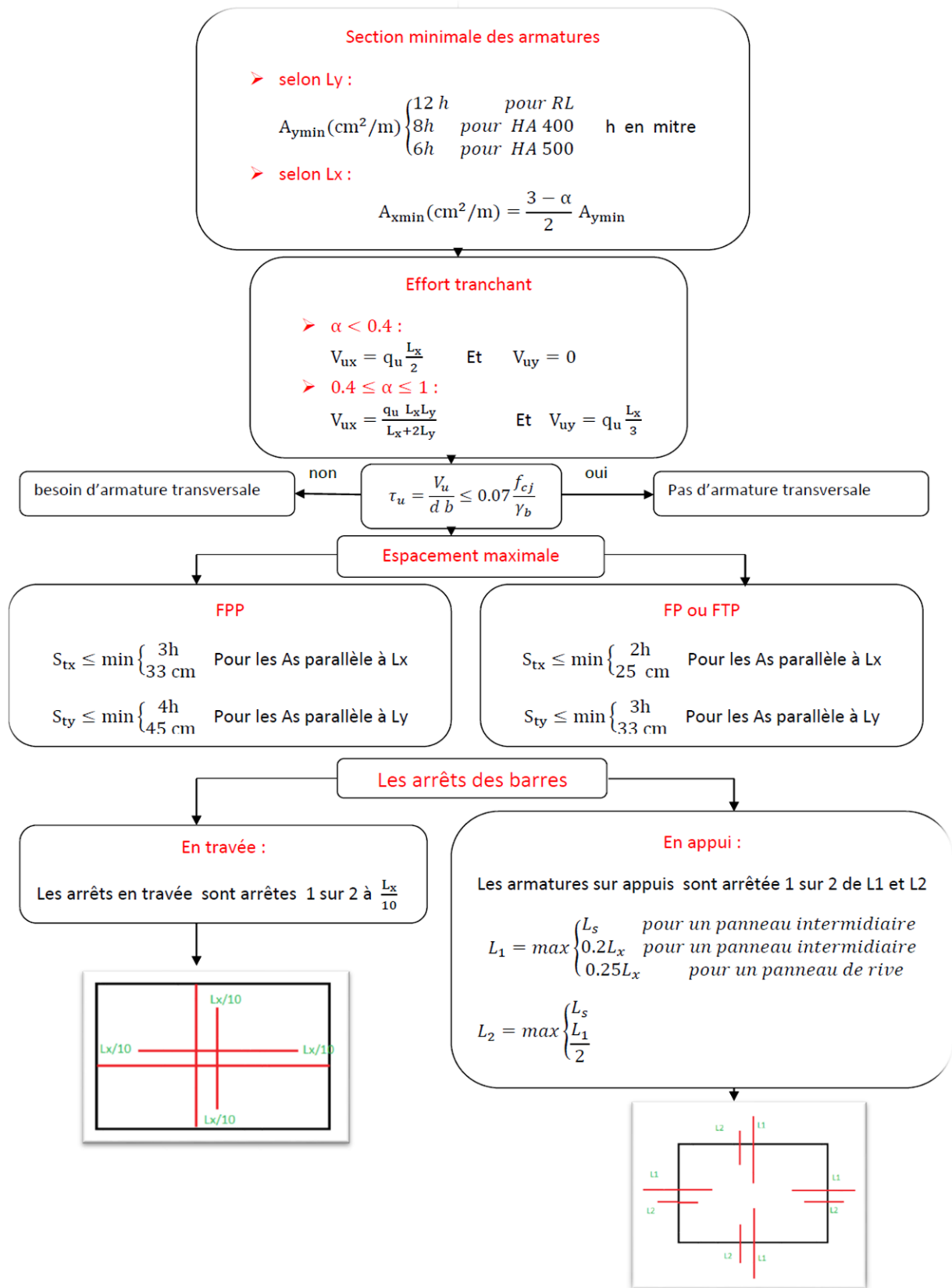


Figure 1.34: Organigramme de calcul des dalles en béton armé (ferrailage)

B-2 Cas des charges concentrées.

Soit « P » la charge totale appliquée sur un rectangle centré au centre de la plaque les moment, en gendre par cette charge se calculent au moyen d'abaque (méthode de RITZ) [5].

- on détermine U et V surface d'impact au feuillet moyen.
- Les rectangles de répartition sur chaque charge de dimensions : $U \times V$

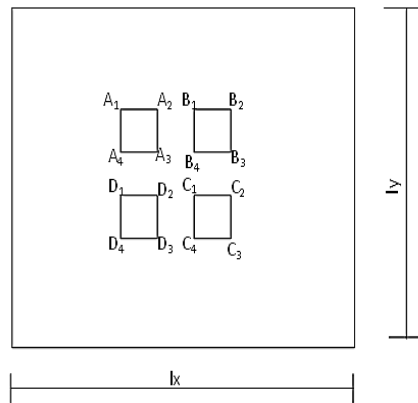


Figure 1.35: Dalle pleine soumise à quatre charges localisées

A. Moments dus charges concentrées :

Les moments d'une dalle appuyée sur 4 cotés et soumise à des charges localisées, seront déterminés à l'aide des abaques de PIGEAUT en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre.

$$M_x = P'(M1 + \nu M2) \quad \text{Eq (1.32)}$$

$$M_y = P'(M2 + \nu M1) \quad \text{Eq (1.33)}$$

Avec :

$P' = Q' \times S$: force appliquée sur la surface considérée.

$S = U \times V$: la surface chargée de la dalle.

U : longueur parallèle à x ;

V : longueur parallèle à y ;

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{pour l'ELUR.} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{pour l'ELS.} \end{cases}$

M1 et M2 : des coefficients sans dimensions, obtenus à partir des abaques de PIGEAUT en fonction des rapport suivant : $\rho = \frac{l_x}{l_y}, \frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

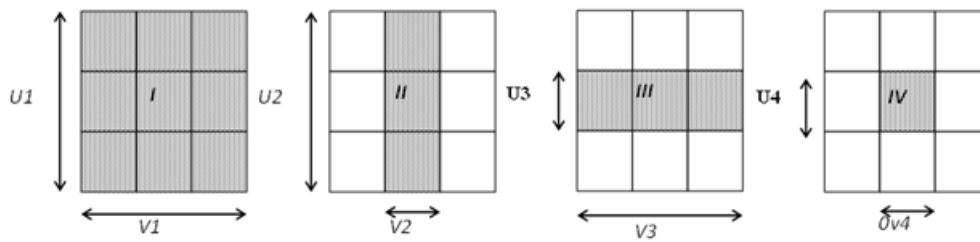


Figure 1.36: Chargement du panneau (PIGEAUD).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant des charges symétrique Q' :

4 Rectangles symétriques $A_1A_2A_3A_4$, $B_1B_2B_3B_4$, $C_1C_2C_3C_4$, $D_1D_2D_3D_4$.

2 Rectangles symétriques $A_2B_1B_4A_3$, $D_2C_1C_4D_3$.

2 Rectangles symétriques $A_4A_3D_2D_1$, $B_4B_3C_2C_1$.

1 Rectangle au centre $A_3B_4C_1D_2$.

avec :

$Q' = \frac{q}{u \times v}$: la charge par unité de surface.

$Q = \frac{q}{4}$: une charge concentrée.

Les moments au centre de la dalle sont donc :

$$M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} = M_{xIII} + M_{xIV} \quad \text{Eq (1.34)}$$

$$M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV} \quad \text{Eq (1.35)}$$

Le moment total au centre de la dalle : M_0

$$M_0 = M_c + M_r \quad \text{Eq (1.36)}$$

Avec : M_c : moment dû aux charges concentrées ;

M_r : moment dû aux charges réparties.

Chapitre 2:

Calcul des portiques en béton armé sous les charges verticales

2.1 Introduction

Les structures à ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Le choix de la forme et le dimensionnement des portiques devraient être faits de sorte que les zones plastifiées (rotules plastiques) ne puissent se former qu'entre les appuis des poutres, c'est à dire la résistance des poteaux et des nœuds soit supérieure, le cas inverse pourrait avoir pour conséquence l'instabilité de la structure.

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement.

Les poteaux doivent pouvoir fléchir sous les charges latérales sur toute la hauteur d'étage et les poutres doivent respecter le principe « poteaux forts, poutres faibles ». Pour ces structures la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones d'extrémités dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques.

Aussi la conception des structures en portiques ne peut pas être dissociée de celle des éléments de remplissage, la présence de remplissage latéralement plus rigide que les portiques modifie considérablement le comportement de l'ossature, parfois très défavorablement.

Dans ce chapitre on fait l'étude du système portique qui sera composé de poutres, de poteaux et qui sera soumis aux différentes charges verticales (permanentes et d'exploitations).

Il existe plusieurs méthodes exactes et approchées pour la détermination des sollicitations (M,N et T), telle que la méthode « CAQUOT » :

2.2. 1 La descente de charges

La descente de charges se fixe comme objectif la détermination le niveau de sollicitation en chacun des niveaux de l'ouvrage, et ce du dernier étage jusqu'à la base de la construction.

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure.

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations [7].

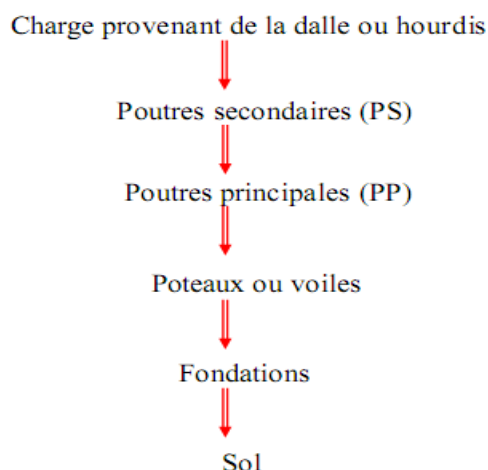


Figure 2.1 :Descente de charges sur un poteau ou un voile ou un mur

2.2. Répartition des charges verticales sur les traverses

Quel que soit le matériau de construction, pour déterminer les charges transmises par les dalles aux poutres ou aux voiles, et pour tout type de charges G, Q ou S, il faut se servir de la surface de plancher reprise par ces poutres ou voiles. Ces surfaces de planchers sont appelées surfaces d'influence et notées SP.

1. Lorsqu'il s'agit de planchers en béton armé préfabriqué comme les planchers à prédalles, à poutrelles et entrevous ou à dalles alvéolées, **les planchers sont porteurs dans un seul sens**. La surface du plancher est donc divisée en deux parties égales parallèlement aux deux poutres, murs ou voiles porteurs. Une poutre reprend donc la moitié de l'espacement de chaque côté de ce qu'elle supporte [7].

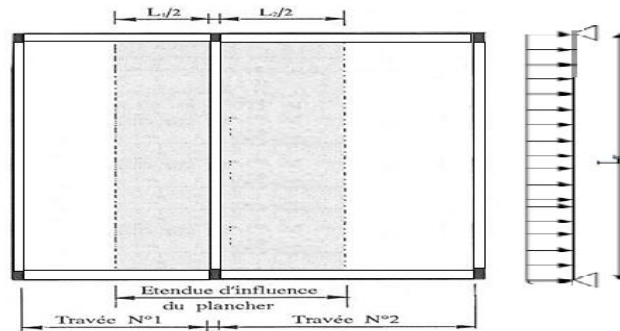


Figure 2.2 : Répartition des charges verticales sur une poutre d'un plancher porteur dans un seul sens

2. Lorsqu'il s'agit de planchers en béton armé coulés en place, il y a deux sens porteurs avec une répartition à 45° par rapport aux angles de la dalle pour un angle droit. Cette inclinaison à 45° conduit à des découpes en triangles et trapèzes isocèle (Figure 2.3). De plus, si l'angle que font les éléments porteurs de la dalle n'est pas un angle droit, la répartition n'est plus à 45° mais se fait suivant la bissectrice (droite située à angles égaux).

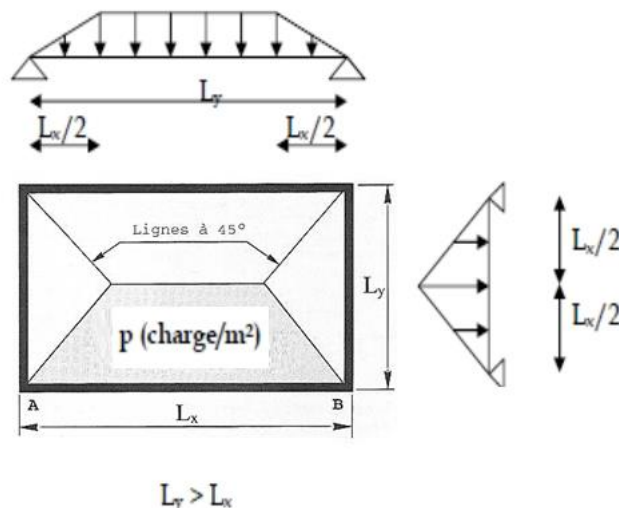


Figure 2.3 : Répartition des charges verticales sur une poutre d'un plancher porteur dans les deux sens

2.2. Dégression des charges d'exploitation

La dégression des charges d'exploitations concerne les bâtiments avec un nombre de niveaux ($n > 5$) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme de bureaux.

Les charges d'exploitations sont affectées de coefficients de pondération sauf pour le toit ou terrasse et le niveau en dessous et servent essentiellement au calcul d'une descente de charges

La charge d'exploitation n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface et majoration pour petite surface c'est-à-dire qu'elle s'applique à la valeur nominale de référence donnée au tableau 2.1.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression : les charges sur ces planchers sont prises en compte sans abattement.

On désigne par :

Q_0 charge d'exploitation de la terrasse.

Q_i charge d'exploitation de base du plancher i numéroté du haut vers le bas.

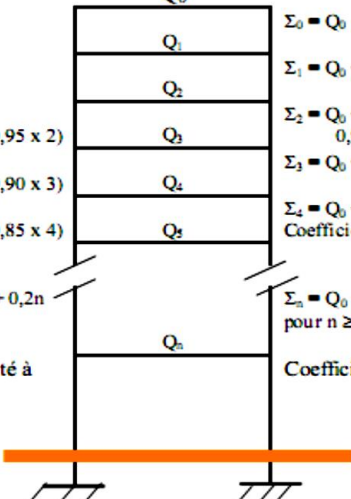
<u>Bâtiments de bureaux</u>		<u>Bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement</u>	
La dégression s'applique à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1 kN/m^2			
Surcharges identiques $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	Etages numérotés du haut vers le bas	Surcharges différentes	Surcharges identiques $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q$
Schémas de principe Structure d'un Bâtiment 			
$\Sigma_0 = Q_0$	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$
$\Sigma_1 = Q_0 + Q$	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q$
$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q + 0,1$ ($1,9 = 0,95 \times 2$)	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ 0,95 Coefficient de réduction	$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q$
$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q + 0,3$ ($2,7 = 0,90 \times 3$)	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ 0,90 Coefficient de réduction	$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q$
$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q + 0,6$ ($3,4 = 0,85 \times 4$)	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ 0,85 Coefficient de réduction	$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q$
$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2n](Q - 1) + 0,2n$ pour $n \geq 5$	Q_n	$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2n][\Sigma_{i=1, \dots, n} (Q_i)]$ pour $n \geq 5$	$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2] Q$ pour $n \geq 5$
Coefficient de réduction limité à 0,5		Coefficient de réduction limité à 0,5	Coefficient de réduction limité à 0,5

Tableau 2.1- Dégression des surcharges

2.3 La méthode de Caquot

2.3.1 Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1][3]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges

permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et $\frac{2}{3}$; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

2.3.2 Principe de la méthode : [BAEL91/ B 6.2,221][4]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes a cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

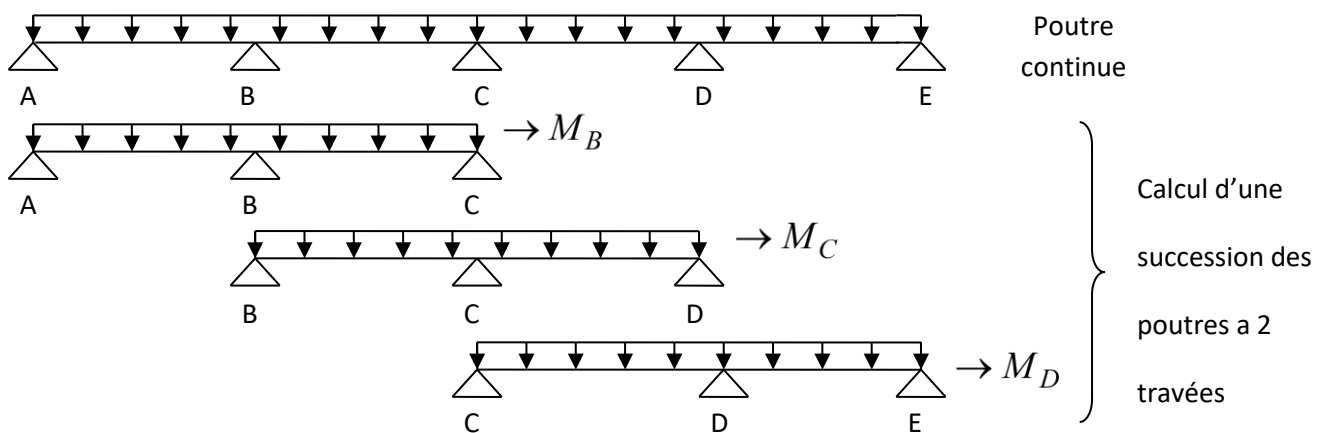


Figure 2.4. Représentation de la méthode de Caquot.

2.3.3 Portées de calcul (selon caquot)

Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e)

-On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e

- l'_w ou $l'_e = 0.8l$ pour les travées intermédiaires
- l'_w ou $l'_e = l$ pour les travées de rives sans console

2.3.4 Calcul des moments en appuis et effort tranchant : La méthode d' ALBERT CAQUOT, repose sur la méthode des trois moments.

Charge répartie : Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Eq (2.1)}$$

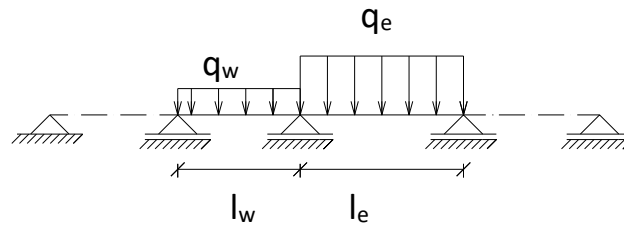


Figure 2.5. Schéma statique d'une poutre continue.

• Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e \quad \text{Eq (2.2)}$$

Avec :

$M_0(x)$: le moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique) ;

M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite (west et east) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l .

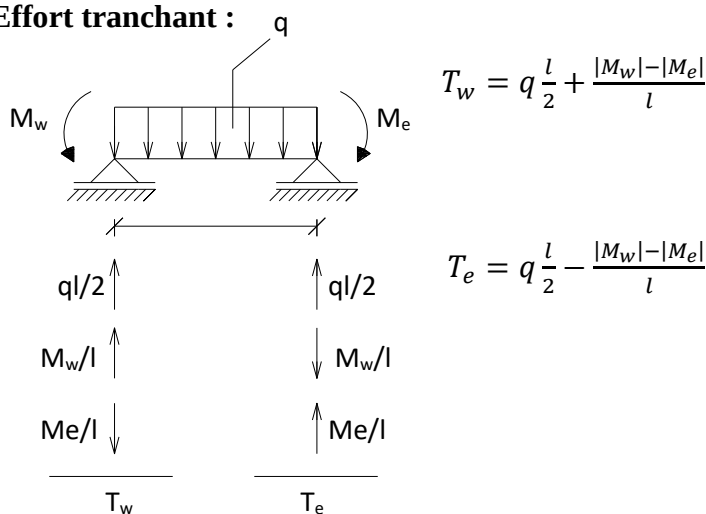
$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} \quad \text{Eq (2.3)}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

• Effort tranchant :



$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} \quad \text{Eq (2.4)}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} \quad \text{Eq (2.5)}$$

Figure 2.6. Efforts tranchants.

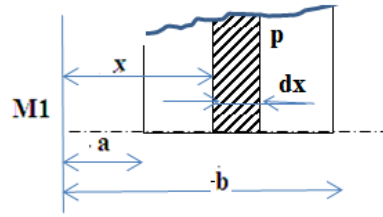


Figure 2.7. Charge quelconque

On obtient

$$M1 = \frac{l_e'^2}{l_e + l_w} \int_b^a k P dx \quad \text{Eq (2.6)}$$

Avec

$$k = \frac{1}{2.125 l_e} \frac{x}{l_e} \frac{l_e - x}{l_e} \frac{2 l_e - x}{l_e}$$

Ces formules sont également appliquées aux poutres dont l'inertie varie de part et d'autre de l'appui [5].

$$\text{En posant } K_e = \frac{l_e}{l_e} \text{ et } K_w = \frac{l_w}{l_w} \quad \text{Eq (2.7)}$$

On obtient la formule :

$$-M = \frac{q_w l_w'^3 K_e + q_e l_e'^3 K_w}{8.5 (K_e + K_w)} \quad \text{Eq (2.8)}$$

Dans le cas de deux charges q_e , q_w uniformément réparties de part et d'autre de l'appui considère avec :

$$I_e = I_w = I$$

l'équation 2.8 devient :

$$M = \frac{q_w l_w'^3 \frac{I}{l_e} + q_e l_e'^3 \frac{I}{l_w}}{8.5 (\frac{I}{l_e} + \frac{I}{l_w})} \quad \text{Eq (2.9)}$$

Ce qui ne donne bien la formule initiale :

De même pour la charge concentrée la formule s'écrit :

$$M = \frac{q_w l_w' K_e K_w + q_e l_e' K_w K_e}{(K_e + K_w)} \quad \text{Eq (2.10)}$$

Courbe enveloppes de M(x) et T(x)

Pour chaque combinaison d'action, on recherchera le cas le plus défavorable vis de l'état limite étudié et la sollicitation étudiée. Les courbes de M(x) ainsi superposées sur un même graphique permettent de réaliser l'épure d'arrêt des barres (figure 2.9).

Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement) [7]

Les différents cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis. Le chargement des travées dépend également de la nature des charges (voir la figure 3.6).

- Charge permanente (toutes travées chargées).
- Charge d'exploitation :
 - les travées paires chargées ;
 - les travées impaires chargées ;
 - deux travées adjacentes quelconques chargées.

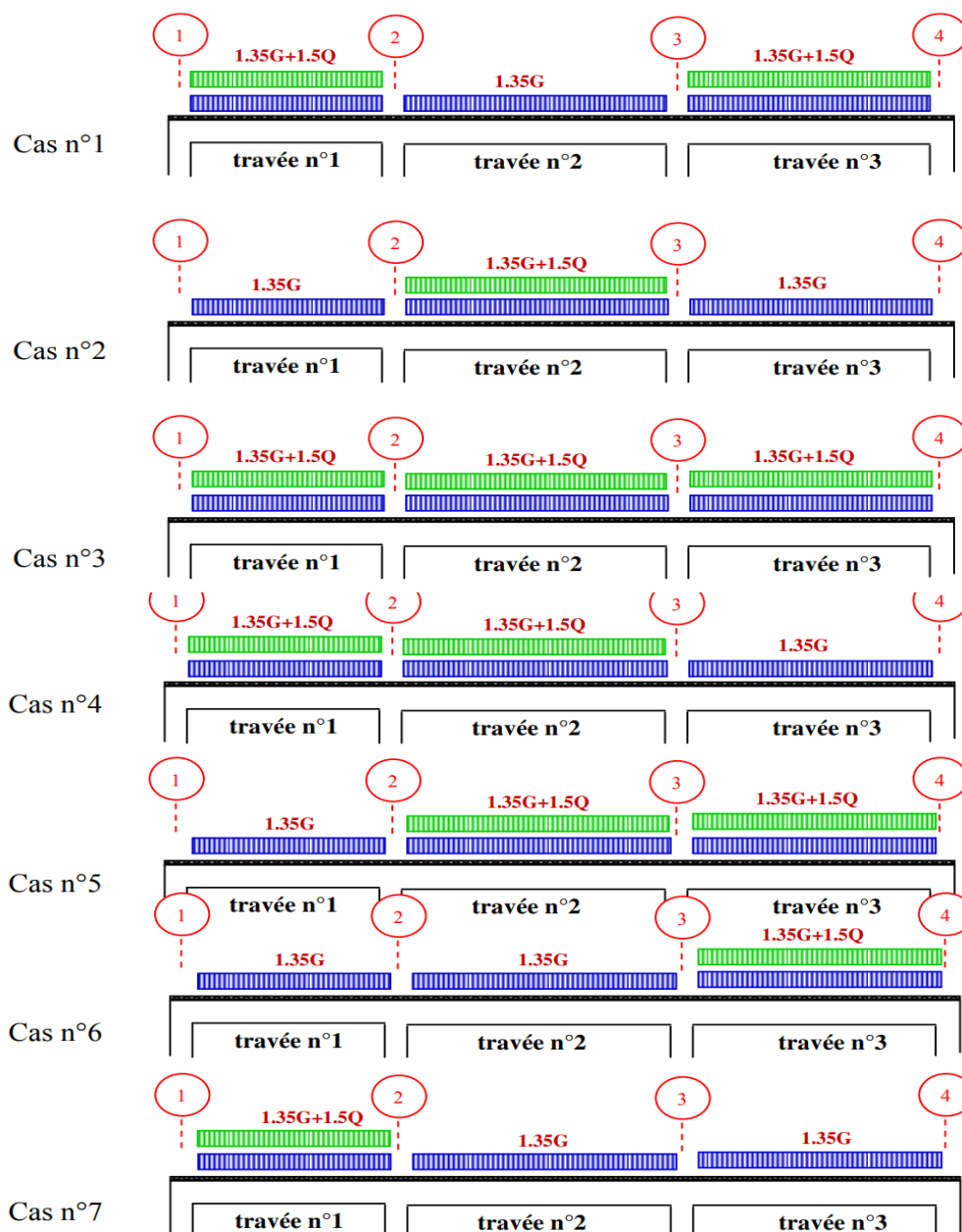


Figure 2.8. Cas de charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis [4].

BAEL A.4.1.5

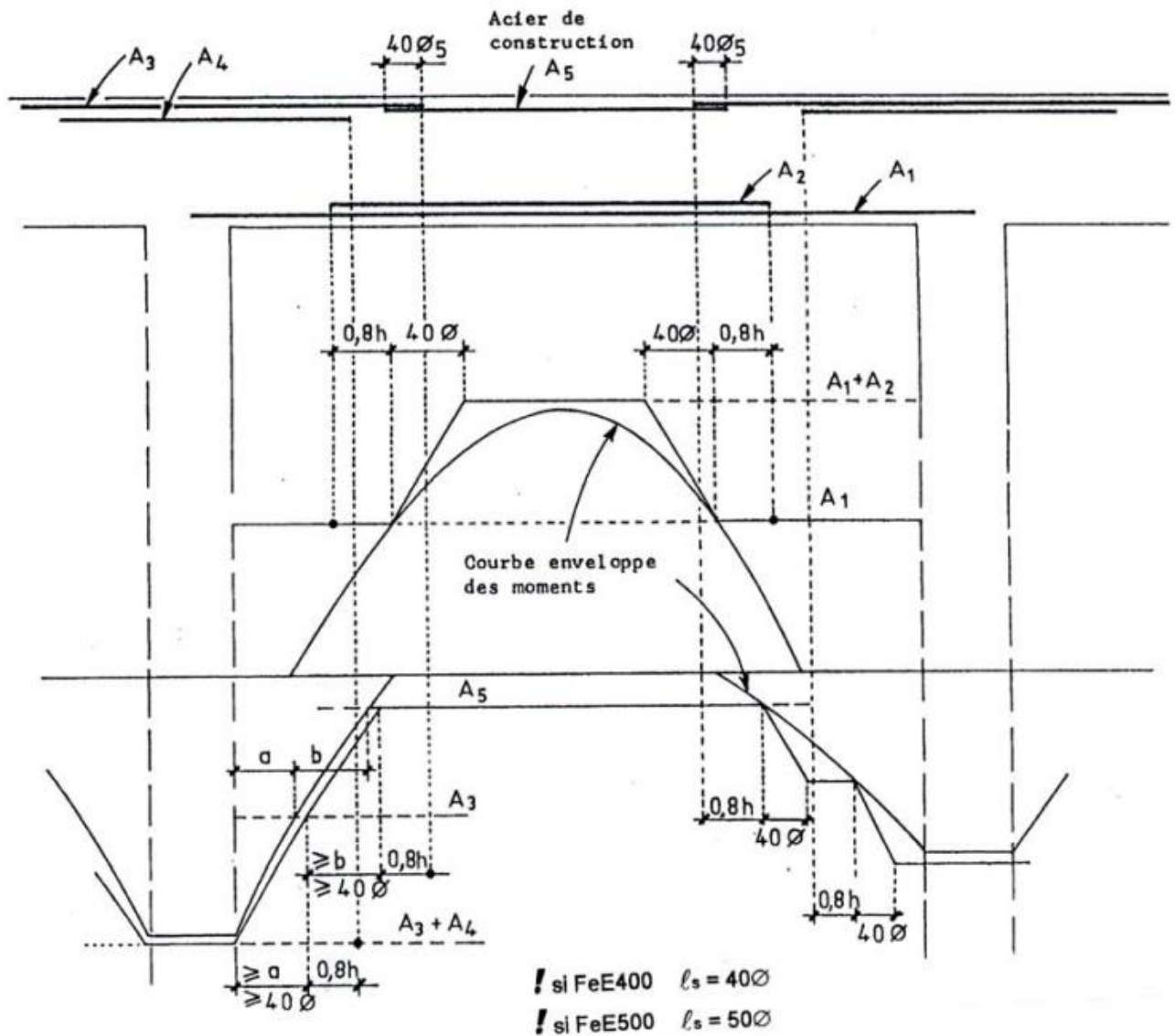


Figure 2.9 : Epure d'arrêt des barres [4]

2.4 Cas d'un portique auto stable poteau-poutres [5] :

Les règle de Caquot prouvent être étendues au cas des poutres qui sont solidaires des poteaux qui les supportent

On commence par numéroté les nœuds et distinguer entre :

- Les nœuds intermédiaires
- Les nœuds de rive sans console
- Les nœuds de rive avec console
- Les nœuds voisins des nœuds de rive sans console
- Les nœuds voisins des nœuds de rive avec console
- Cas d'une seule travée

On déterminera dans un premier temps les moments dans chaque nœud, puis les moments en travées. On terminera par calculer les efforts tranchants et efforts normaux dans les poutres et les poteaux.

2.4.1 Moments aux appuis

Pour calculer les moments de continuité au niveau d'un nœud, on ne tient compte que des charges agissantes sur les travées gauche et droite (l_w et l_e) de l'appui considéré, et de la résistance offerte par ces deux travées et des poteaux inférieur et supérieur (h_s et h_n) liés à ce même nœud.

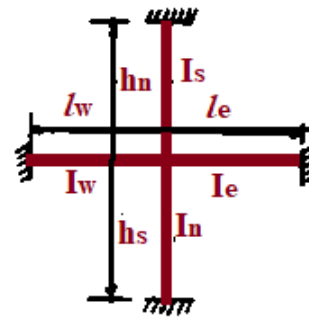
On détache de chaque côté des appuis des tronçons fictifs (à partir des longueurs des poutres) dont les longueurs fictives l'avec :

On considère les longueurs fictives suivantes :

- $l'_e = 0.8l_e$,
- $l'_w = 0.8l_w$

Avec : :

- h_n : hauteur du poteau au-dessus du nœud ;
- h_s : hauteur du poteau au-dessous du nœud ;
- l_w : portée de la travée située à gauche du nœud ;
- l_e : portée de la travée située à droite du nœud.



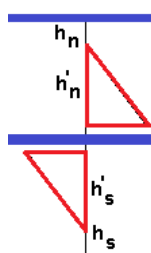
De même, on détache au-dessus et au-dessous de chaque appui des tronçons fictifs (à partir des hauteurs des poteaux) des hauteurs fictives h' avec :

$$h'_s = \begin{cases} h_s & \text{Si le nœud appartient au premier plancher et le poteau est articulé à sa base.} \\ 0.8h_s & \text{Dans les autres cas.} \end{cases}$$

$$h'_n = \begin{cases} 0.9h_n & \text{Si le nœud appartient à l'avant dernier plancher.} \\ 0.8h_n & \text{Dans les autres cas.} \end{cases}$$

Les longueurs des travées et hauteurs des poteaux sont mesurés à des appuis.

On admet que le moment est nul à une distance h'_n , au-dessus du plancher et à une distance h'_s , au-dessous du plancher.



2.4.1.1 Nœud intermédiaire (nœud quelconque)

Les moments dans les poutres au voisinage d'un nœud sont donnés par :

$$M'_e = \frac{q_e \times l_e^2}{8.5} + l'_e \times \sum k_e p_e \quad \text{Eq (2.11)}$$

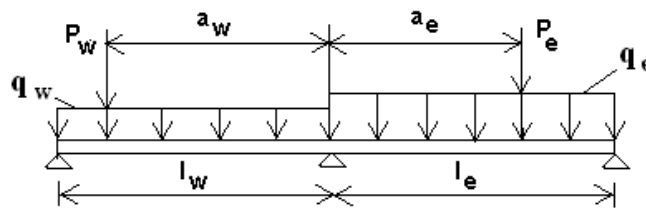
$$M'_w = \frac{q_w \times l_w^2}{8.5} + l'_w \times \sum k_w p_w \quad \text{Eq (2.12)}$$

avec :

q_w , q_e : les charges uniformément réparties sur les travées de gauche et de droite respectivement.

p_w , p_e : les charges concentrées appliquées sur les travées de gauche et de droite respectivement.

La valeur du coefficient k_e (k_w) , étant donné pour chaque travée par :



Avec :

$$k_e = \frac{a_e}{2.125l'_e} \left(1 - \frac{a_e}{l'_e} \right) \left(2 - \frac{a_e}{l'_e} \right) \quad \text{Eq (2.13)}$$

$$k_w = \frac{a_w}{2.125l'_w} \left(1 - \frac{a_w}{l'_w} \right) \left(2 - \frac{a_w}{l'_w} \right) \quad \text{Eq (2.14)}$$

Tel que :

a_e (a_w) : est la distance en valeur absolue entre la charge concentrée P_e (P_w) et le nœud considéré.

Distribution des moments :

Pour calculer les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'appuis (M_w , M_e , M_n , M_s), on ne tient compte que des charges agissantes sur les travées qui encadrent cet appui et de la résistance offerte par les travées (l_w , l_e) et des tronçons des poteaux (l_n , l_s).

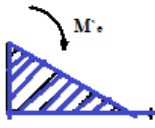
Le moment M'_e dans la barre l_e est équilibré par quatre moments répartis dans les quatre barres proportionnellement ou raideur :

$$K_e = \frac{l_e}{l'_e}, \quad K_w = \frac{l_w}{l'_w}, \quad K_n = \frac{l_n}{l'_n}, \quad K_s = \frac{l_s}{l'_s}$$

Chapitre 2 : Calcul des portiques en béton armé sous les charges verticales

I_w , I_e , I_s , I_n : désignent respectivement les moments d'inertie des travées de gauche et de droite et des poteaux inférieur et supérieur .

Ces quatre moment répartis sont respectivement :

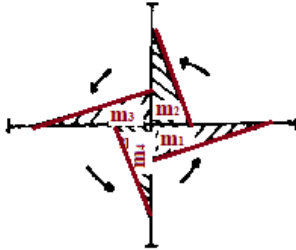


$$m_1 = \frac{M'_e k_e}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.15)}$$

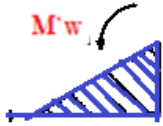
$$m_2 = \frac{M'_e k_n}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.16)}$$

$$m_3 = \frac{M'_e k_w}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.17)}$$

$$m_4 = \frac{M'_w k_s}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.18)}$$



De même avec M'_w

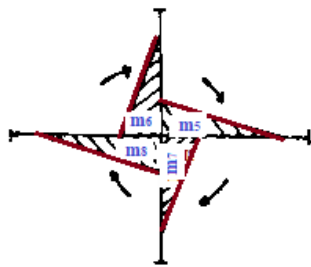


$$m_5 = \frac{M'_w k_e}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.19)}$$

$$m_6 = \frac{M'_w k_n}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.20)}$$

$$m_7 = \frac{M'_w k_w}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.21)}$$

$$m_8 = \frac{M'_e k_s}{k_e + k_w + k_n + k_s} \quad \text{Eq (2.22)}$$



Posant $D = k_e + k_w + k_n + k_s$

La superposition des deux systèmes donne :

➤ Pour la poutre à droite :

$$M_e = M'_e - m_1 + m_7 = M'_w \times \frac{k_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) \quad \text{Eq (2.17)}$$

➤ Pour la poutre à gauche :

$$M_w = M'_w - m_1 + m_7 = M'_e \times \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right) \quad \text{Eq (2.18)}$$

➤ Pour le poteau supérieur :

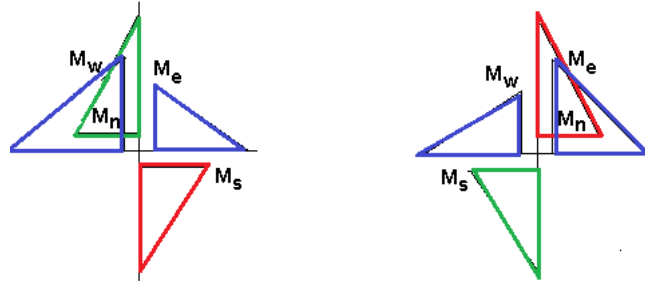
$$M_s = m_2 - m_6 = |M'_e - M'_w| \frac{k_s}{D} \quad \text{Eq (2.19)}$$

➤ Pour le poteau inférieure :

$$M_n = m_4 - m_8 = |M'_e - M'_w| \frac{k_n}{D} \quad \text{Eq (2.21)}$$

Les moments dans les poutres M_w et M_e sont toujours négatifs, par contre les moments dans les poteaux M_n et M_s sont de signe contraire.

La face tendue du poteau supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_w et M'_e , donc la face tendue du poteau inférieur se trouve du côté opposé.

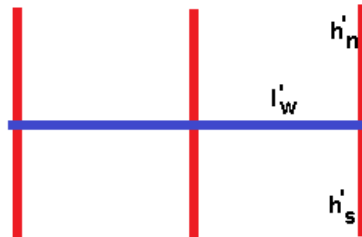


2.4.1.2 Les nœuds de rive sans console

a) Nœud de rive à gauche :

$$l'_e = 0.8 l_e$$

$$l_w = 0 \Rightarrow K_w = 0$$



Les raideurs au voisinage du nœud de rive à gauche sont les suivantes :

$$K_s = \frac{I_s}{h'_s}, \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}, \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$D = K_e + K_s + K_n$$

Les moments dans les poutres au voisinage du nœud sont donnés par :

$$M'_e = \frac{G_e \times l'^2_e}{8.5} + l'_e \times \sum k_e P_e \quad \text{Eq (2.22)}$$

$$M'_w = 0$$

Les moments de distribution au niveau du nœud sont les suivants :

$$M_w = 0$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right) \quad \text{Eq (2.23)}$$

$$M_s = M'_e \frac{K_s}{D} \quad \text{Eq (2.24)}$$

$$M_n = M'_e \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.25)}$$

b) Nœud de rive à droite :

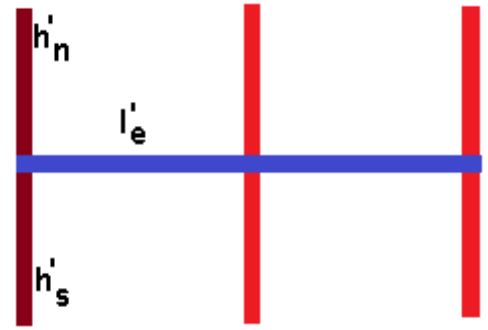
$$l'_w = 0.8 l_w ,$$

$$l_e = 0 \Rightarrow K_e = 0$$

Les raideurs au voisinage du nœud de rive à gauche sont les suivantes :

$$K_S = \frac{I_S}{h'_S} , \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} , \quad K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$D = K_w + K_S + K_n$$



Les moments dans les poutres au voisinage du nœud sont donnés par :

$$M'_w = \frac{G_w \times l'^2_w}{8.5} + l'_w \times \sum k_w P_w \quad \text{Eq (2.26)}$$

$$M'_e = 0$$

Les moments de distribution au niveau du nœud sont les suivants :

$$M_e = 0$$

$$M_w = M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D} \right) \quad \text{Eq (2.27)}$$

$$M_S = M'_w \frac{K_S}{D} \quad \text{Eq (2.28)}$$

$$M_n = M'_w \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.29)}$$

2.4.1.3 Les nœuds de rive avec console

a) Nœud de rive à gauche avec console

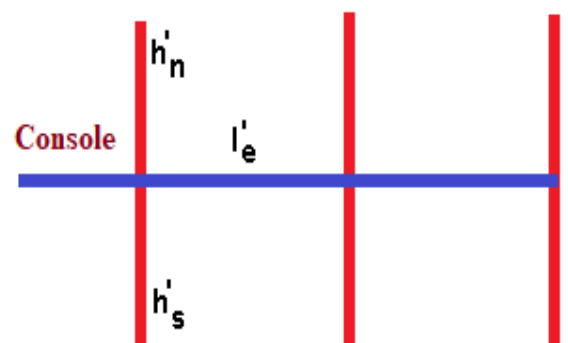
$$l'_e = 0.8 l_e$$

$$l_w = 0 \Rightarrow K_w = 0$$

Les raideurs au voisinage du nœud de rive à gauche sont les suivantes :

$$K_S = \frac{I_S}{h'_S} , \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} , \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$D = K_e + K_S + K_n$$



Les moments dans les poutres au voisinage du nœud sont donnés par :

$$M'_e = \frac{G_e \times l'^2_e}{8.5} + l'_e \times \sum k_e P_e \quad \text{Eq (2.30)}$$

M'_w : est le moment d'encastrement de la console.

Les moments de distribution au niveau du nœud sont les suivants :

$$M_w = M'_w \quad \text{Eq (2.31)}$$

$$M_e = M'_w \times \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) \quad \text{Eq (2.32)}$$

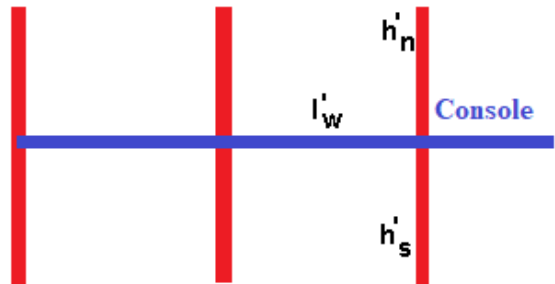
$$M_s = |M'_e - M'_w| \frac{K_s}{D} \quad \text{Eq (2.33)}$$

$$M_n = |M'_e - M'_w| \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.34)}$$

b) Nœud de rive à droite avec console

$$l'_w = 0.8 l_w$$

$$l_e = 0 \Rightarrow K_e = 0$$



Les raideurs au voisinage du nœud de rive à gauche sont les suivantes :

$$K_s = \frac{I_s}{h'_s}, \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}, \quad K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$D = K_w + K_s + K_n$$

Les moments dans les poutres au voisinage du nœud sont donnés par :

$$M'_w = \frac{G_w \times l'^2_w}{8.5} + l'_w \times \sum k_w P_w \quad \text{Eq (2.35)}$$

M'_e : est le moment d'encastrement de la console.

Les moments de distribution au niveau du nœud sont les suivants :

$$M_e = M'_e \quad \text{Eq (2.36)}$$

$$M_w = M'_e \times \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \quad \text{Eq (2.37)}$$

$$M_s = |M'_e - M'_w| \frac{K_s}{D} \quad \text{Eq (2.38)}$$

$$M_n = |M'_e - M'_w| \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.39)}$$

2.4.1.4 Les nœuds voisins des nœuds de rive sans console

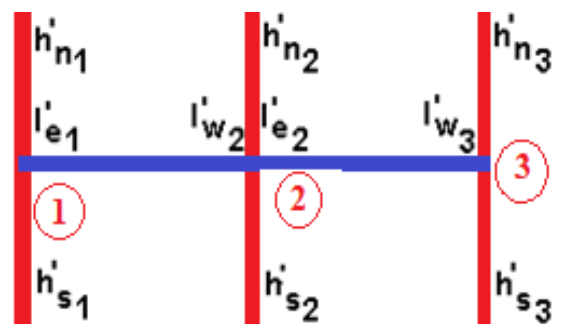
Le cas d'un nœud intermédiaire voisin du nœud de rive à droite et à gauche (nœud 2).

Les raideurs au voisinage du nœud voisin du nœud de rive à droite et à gauche sont les suivantes :

$$K_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}}, \quad K_{n2} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}}, \quad K_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}}, \quad K_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}}$$

$$D = K_{w2} + K_{e2} + K_{s2} + K_{n2}$$

Les expressions des moments M_w , M_e , M_n et M_s restent inchangées comme pour un nœud intermédiaire.



a) Nœud voisin du nœud de rive à gauche :

La longueur l'_{w2} sera prise égale à :

$$l'_{w2} = \psi_1 \times l_{w2} \quad \text{Eq (2.40)}$$

et $l'_{e1} = 0.8 l_{e1}$

avec :

$$\psi_1 = \begin{cases} 0.8 & \text{Si } K_{S1} + K_{n1} \geq 1.5K_{e1} \\ 1 - \frac{K_{S1} + K_{n1}}{7.5K_{e1}} & \text{Si } K_{S1} + K_{n1} < 1.5K_{e1} \end{cases} \quad \text{Eq (2.41)}$$

$$K_{S1} = \frac{I_{S1}}{h'_{S1}}, \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}, \quad K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}}$$

b) Nœud voisin du nœud de rive à droite :

La longueur l'_{e2} sera prise égale à :

$$l'_{e2} = \psi_3 \times l_{e2} \quad \text{Eq (2.42)}$$

et $l'_{w3} = 0.8 l_{w3}$

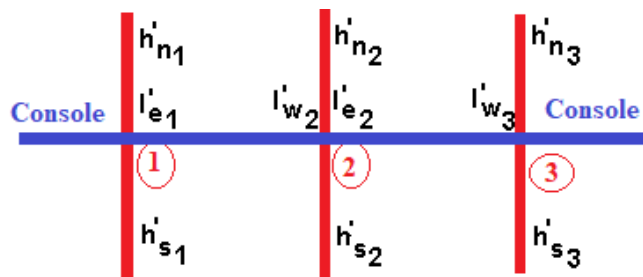
avec :

$$\psi_3 = \begin{cases} 0.8 & \text{Si } K_{S3} + K_{n3} \geq 1.5K_{w3} \\ 1 - \frac{K_{S3} + K_{n3}}{7.5K_{w3}} & \text{Si } K_{S3} + K_{n3} < 1.5K_{w3} \end{cases} \quad \text{Eq (2.43)}$$

$$K_{S3} = \frac{I_{S3}}{h'_{S3}}, \quad K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}}, \quad K_{w3} = \frac{I_{w3}}{l'_{w3}}$$

2.4.1.5 Les nœuds voisins des nœuds de rive avec console

Les calculs seront menés de la même manière que pour les nœuds voisins des nœuds de rive sans console, la différence réside dans :



a) Nœud voisin du nœud de rive à gauche :

$$M_{w2} = M'_{e2} \times \frac{K_{w2}}{D} + M''_{w2} \left(1 - \frac{K_{w2}}{D} \right) \quad \text{Eq (2.44)}$$

$$\text{avec } M''_{w2} = M'_{w2} - \frac{1}{2.125} \frac{K_{e1}}{D_1} M'_{w1} \quad \text{Eq (2.45)}$$

Avec M'_{w1} = moment de la console du nœud 1

b) Nœud voisin du nœud de rive à droite :

$$M_{e2} = M'_{w2} \times \frac{K_{e2}}{D} + M''_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D} \right) \quad \text{Eq (2.46)}$$

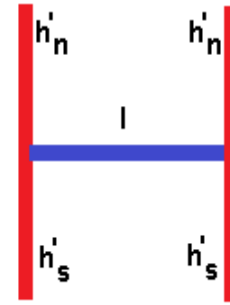
avec $M''_{e2} = M'_{e2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{w3}}{D_3} M'_{e3}$

Avec M'_{e3} = moment de la console du nœud 3

2.4.1.6 Cas d'une seule travée :

$$K_S = \frac{I_S}{h'_S}, \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}, \quad K = \frac{I}{l}$$

$$D = K + 1.56 (K_S + K_n)$$



$$M' = \frac{G \times l^2}{8.5} + l \times \sum kP \quad \text{Eq (2.46)}$$

Les moments dans les sections dangereuses sont donnés en valeur absolue :

Au nu inférieur de l'appui, dans la poutre :

$$M = M' \frac{(K_S + K_n)}{D} \quad \text{Eq (2.47)}$$

Au nu inférieur du plancher, dans le poteau inférieur :

$$M_S = M' \frac{K_S}{D} \quad \text{Eq (2.48)}$$

Au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_n = M' \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.49)}$$

2.4.1.7 Cas d'une poutre à goussets normaux :

Les moments à l'appui sont obtenus :

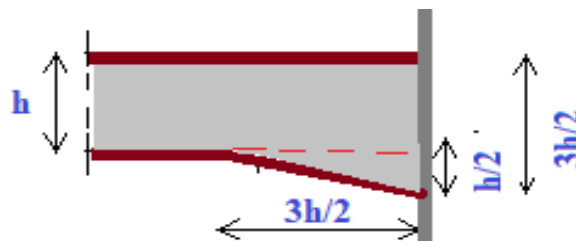
1. Pour les charges concentrées, en écrivant :

$$k = \frac{a}{1.925l'} \left(1 - \frac{a}{l'} \right) \left(2 - \frac{a}{l'} \right) \quad \text{Eq (2.50)}$$

2. Pour les charges réparties, en écrivant :

$$M' = \frac{G \times l^2}{7.7} + l \times \sum kP \quad \text{Eq (2.51)}$$

Les expressions des moments M_w , M_e , M_n et M_s restent inchangées .



2.4.2 Moments en travées des poutres :

On trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée l (et non l') sous l'effet de la charge permanente, puis sous l'effet de la charge permanente et de la charge d'exploitation, les différentes charges étant affectées du coefficient de pondération correspondant à l'état limite considéré.

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue ;
 - pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.
- En supposant dans chaque cas que les charges d'exploitation peuvent ou non être appliquées dans les différentes travées.

Les moments en travées sont évalués en tenant compte des moments d'encastrement et ont pour valeur :

$$M_{tx} = M_{0x} - M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_e \frac{x}{l} \quad \text{Eq (2.52)}$$

M_{0x} : est le moment isostatique dû aux charges réparties et concentrées.

Le moment de travée a mis travée atteint sa valeur maximale :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{Eq (2.53)}$$

Les moments dans les poteaux ont pour expressions :

$$M_s = |M'_e - M'_w| \frac{K_s}{D} \quad \text{Eq (2.54)}$$

$$M_n = |M'_e - M'_w| \frac{K_n}{D} \quad \text{Eq (2.55)}$$

2.4.3 Efforts tranchants dans les poutres et efforts normaux dans les poteaux

Les efforts tranchants à l'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant l'état des moments de continuité. Les efforts tranchants dans les poutres sont eux-mêmes les efforts normaux dans les poteaux.

$$T_e = T_{0e} + \frac{M_w - M_e}{l_e} \quad \text{Eq (2.56)}$$

$$T_w = T_{0w} + \frac{M_w - M_e}{l_w} \quad \text{Eq (2.57)}$$

2.4.4 Efforts normaux dans les poutres et efforts tranchants dans les poteaux

Par simplification la méthode CAQUOT néglige l'effort normal dans les poutres et l'effort tranchant dans les poteaux.

Chapitre 3 :

Calcul des portiques sous les
charges horizontales Calcul des

3.1 . Introduction

De même que les charges verticales, les charges horizontales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction, dans certains types de structures, la transmission des deux catégories de charges est assurée par les mêmes éléments, il s'agit de structures auto stables (auto contreventée), pour les autres structures, un système complémentaire doit être prévu afin d'assurer la stabilité des éléments porteurs face aux charges latérales.

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui participent à sa résistance aux actions horizontales telles que le vent, le séisme.

3.2 Répartition des forces horizontales de niveau sur les portiques par la méthode du centre de torsion

3.2.1 Détermination des efforts tranchants de niveau par étage

Soient $f_1, f_2, \dots, f_n$ les forces sismiques calculés d'après le RPA 99 (version 2003)[9] ou bien les forces dues au vent selon le règlement (RN. V 99)[10]. Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment sont déterminés comme suit :

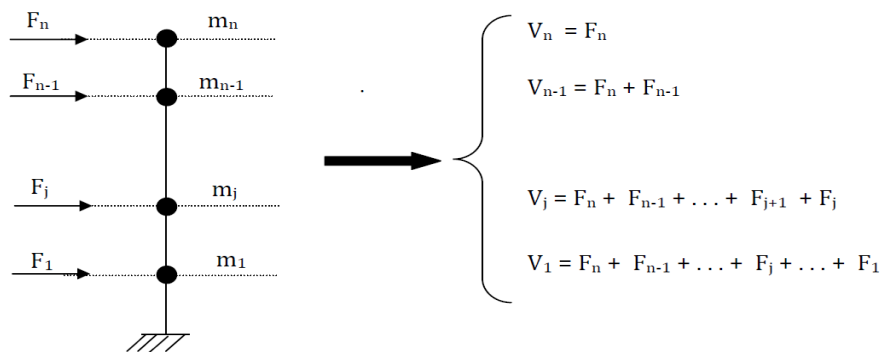


Figure.3.1 Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment.

3.2.2 Détermination du centre de torsion (C_j) à l'étage (j)

On définit :

- C_j : centre de torsion de l'étage j de coordonnées ($x_C; y_C$)
- G_j son centre de gravité ($x_G; y_G$) ;
- ($X_j; Y_j$) et ($X_G; Y_G$) les coordonnées de C_j et G_j par rapport au repère qui passe par C_j ; le repère (o, x, y) est repère quelconque
- o : point quelconque.
- ox ; oy : les axes parallèles aux directions principales du bâtiment.
- xt : distance d'un portique transversal à l'axe oy .
- yl : distance d'un portique longitudinal à l'axe ox .

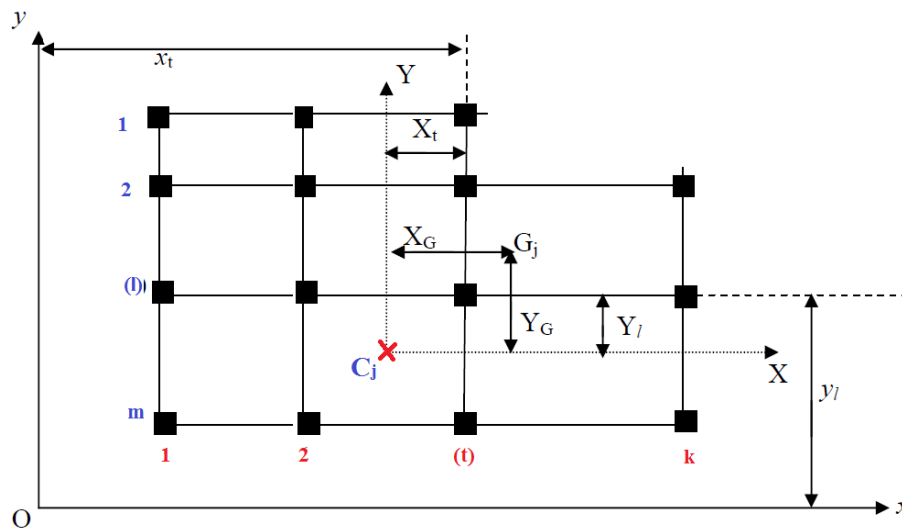


Figure.3.2 Centre de torsion.

On détermine les coordonnées de C_j par les formules :

$$x_{Cj} = (\sum I_{xi} \cdot x_i) / \sum I_{xi} \quad \text{Eq (3.1)}$$

$$y_{Ci} = (\sum I_{yi} \cdot y_i) / \sum I_{yi} \quad \text{Eq (3.2)}$$

I_{xi} : Inertie par rapport à l'axe x de l'élément de contreventement i ; i= 1- k

$\sum I_{xi}$: Somme des Inerties par rapport à l'axe x des éléments de contreventement.

I_{yi} : Inertie par rapport à l'axe y de l'élément de contreventement i ; i=1- m

$\sum I_{yi}$: Somme des Inerties par rapport à l'axe y des éléments de contreventement.

x_i : Coordonnées de l'élément de contreventement i parallèle à l'axe y par rapport au repère quelconque (oxy)

y_i : Coordonnées de l'élément de contreventement i parallèle à l'axe x par rapport au repère quelconque (oxy)

3.2.3 Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage (j)

La rigidité à la torsion de l'étage « j » notée $R_{j\theta}$ est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^K R_{jt} (X_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (Y_l)^2 \quad \text{Eq (3.3)}$$

Où :

X_t est la distance d'un portique transversal à l'axe CY.

Y_l est la distance d'un portique longitudinal à l'axe CX.

3.2.4 Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques

Soient T_{jx} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens x à l'étage « j »

T_{jy} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens y à l'étage « j »

Le plus souvent les rigidités relatives de niveau des portiques R_x ou R_y ne varient pas ou varient progressivement de la même manière suivant la hauteur du bâtiment, on peut dans ce cas considérer que le centre de torsion C et le centre de masse G varient peu d'un étage à l'autre.

Les centres de torsions C_j et les centres de gravité G_j sont sensiblement sur la même verticale généralement.

Dans ce cas l'effort tranchant de niveau « j » revenant au portique longitudinal « l » noté

$$T_{ji} = [(V_j R_{ji}) / \Sigma R_{ji}] + [(V_j X_G R_{ji} X_{ji}) / R_{j0}] \quad \text{Eq (3.4)}$$

i = 1- k des portiques transversales.

$$T_{jm} = [(V_j R_{ji}) / \Sigma R_{ji}] + [(V_j Y_G R_{ji} Y_{ji}) / R_{j0}] \quad \text{Eq (3.5)}$$

i = 1- m des portiques longitudinales.

3.3. Calcul des portiques sous les forces horizontales par la méthode de Muto

Les méthodes de calcul des portiques soumis aux charges horizontales (vent, séisme) sont nombreuses on peut citer les méthodes de : Lyn, Bowman, Cross, Kani, Méthode CCBA 68 ou BAEL 83, Muto ect...

Certaines méthodes (CCBA ET BAEL) ne sont valables que dans des domaines fixés par ses règles, par contre la méthode de Muto exposée dans la réglementation japonaises est plus générale et donne des résultats fiables puisqu'elle prend en compte la flexibilité des poutres ce qui permet de corriger les rigidités des poteaux. Entre autre cette méthode permet de déterminer le déplacement relatif de chaque niveau ce qui, dès le départ permet de modifier les dimensions du portique dans le cas où ce déplacement dépasserait la valeur admissible imposée par la réglementation en vigueur [8,11].

3.3.1 Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

R^∞ : la rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (ou bien poutres infiniment rigides) [8,11].

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de « MUTO »

On a :

$$R = aR^\infty \quad \text{Eq (3.6)}$$

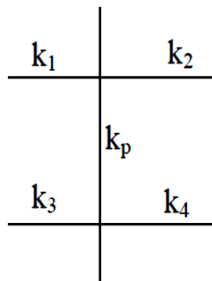
$K_{\text{poteau}} = h_e / I$; I : inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre).

$K_{\text{poutre}} = L / I$; h_e : hauteur du poteau considéré.

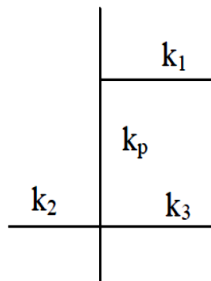
L : portée de la poutre considérée.

3.3.2 Calcul des coefficients K relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux

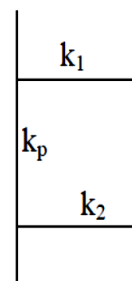
a/ Etage courant ou niveau courant



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

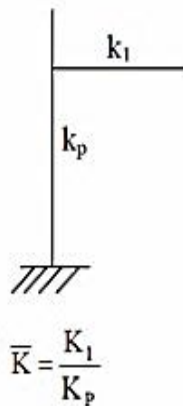
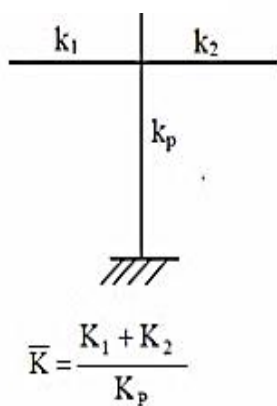
Formule générale :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p} \quad \text{Eq (3.7)}$$

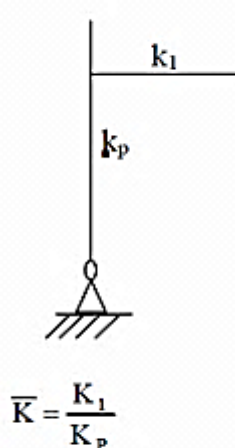
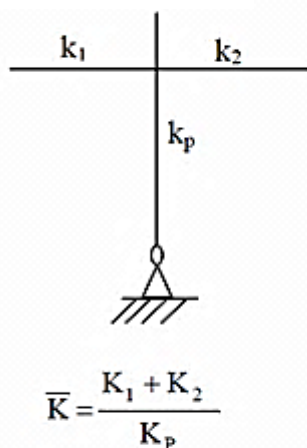
poutres supérieures et inférieures

b/ premier niveau

1) Encastrements parfaits



2) Articulation



3) Formule générale

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{K_p} \quad \text{Eq (3.8)}$$

poutres supérieures

3.2 : Calcul des coefficients correcteurs « a »

a- étage courant

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{Eq (3.9)}$$

-Poteau encastré

$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{Eq (3.10)}$$

-Poteau articulé

$$a = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}} \quad \text{Eq (3.11)}$$

3.3 Calcul des rigidités des poteaux suivant des deux directions

a- étage courant

$$r = a \frac{12EI}{h_e^3} \quad \text{Eq (3.12)}$$

b- premier niveau (RDC)

-Poteau encastré

$$r = a \frac{12EI}{h_e^3} \quad \text{Eq (3.13)}$$

-Poteau articulé

$$r = a \frac{3EI}{h_e^3} \quad \text{Eq (3.14)}$$

Avec :

- E : module d'élasticité (de Young longitudinal) du béton armé.
- I : inertie de la section du poteau suivant la direction considérée.
- h_e : hauteur du poteau.

3.4 Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux

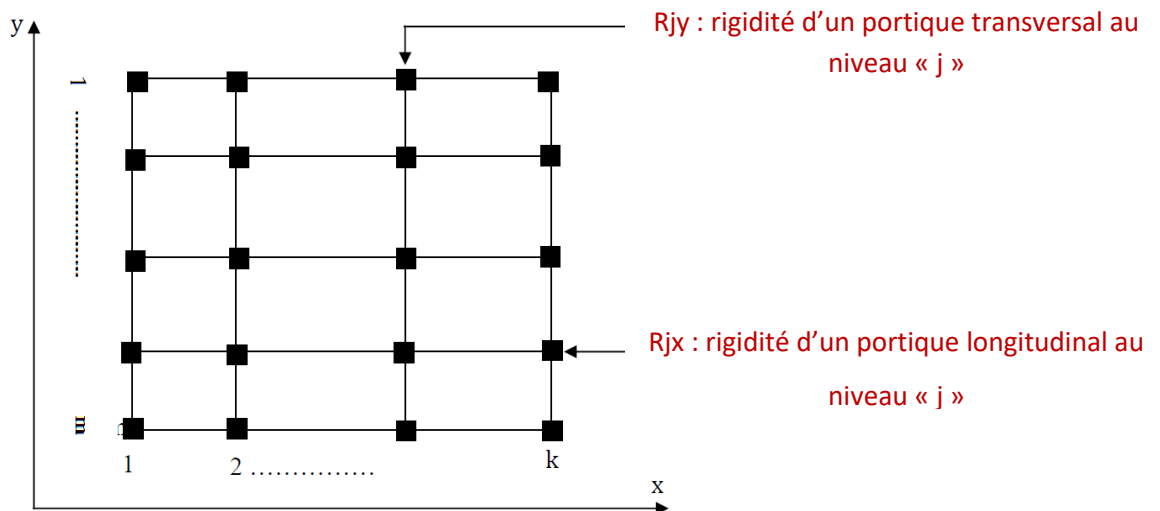
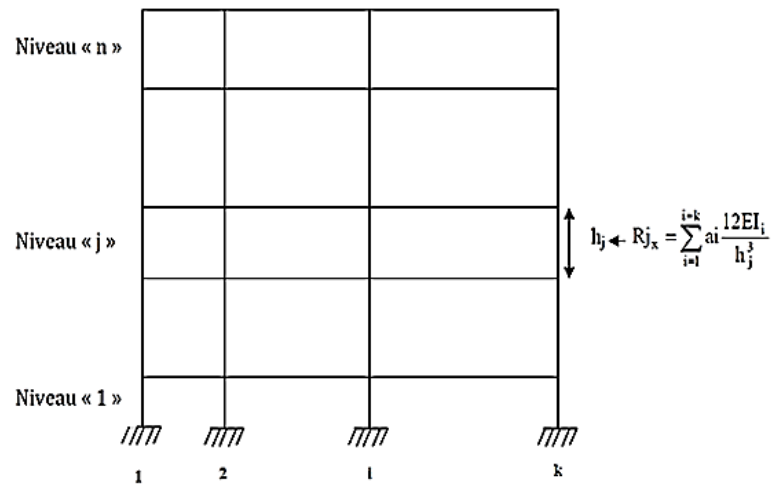
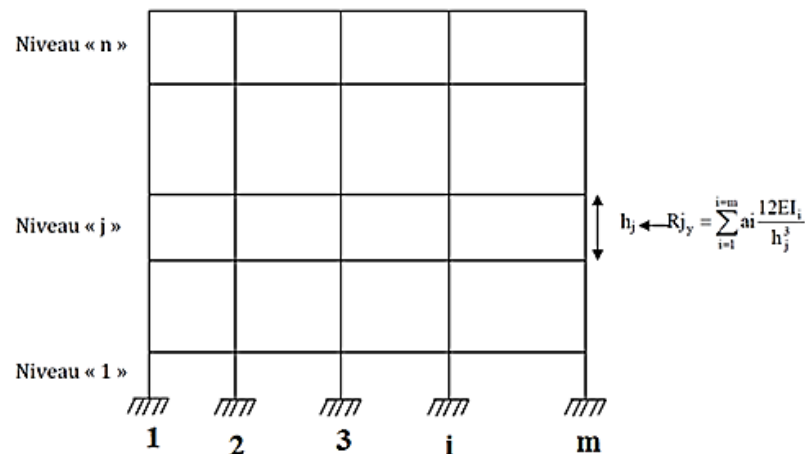


Figure.3.3 : Vue en plan étage « j ».



I_i : inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau « i » parallèle à l'axe y.

Figure.3.4 Portique longitudinal[11].



I_i : inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau « i » parallèle à l'axe x.

Figure.3.5 : Portique transversal [11]

* Dans le cas d'un bâtiment présentant un ou plusieurs portiques inclinés (non parallèles aux directions principales), on remplaçant chaque portique incliné par deux portiques fictifs, l'un transversal et l'autre longitudinal[11].

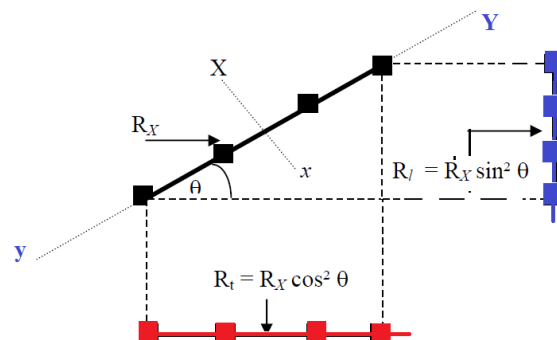


Figure.3.6 : Cas d'un portique incliné.

Sachant que R_X (rigidité relative de niveau du portique incliné) correspond à la force latérale à appliquer

$R'_x = R_X \sin \theta$ provoque un déplacement = 1. $\sin \theta$. Pour revenir à la définition de la rigidité au niveau considéré

$$R_l \longrightarrow \frac{\text{force}}{\text{dép unitaire}}$$

pour provoquer un déplacement unitaire ; après décomposition la composante longitudinale

3.5. Calcul des déplacements relatifs des étages [8]:

Rigidité totale transversale d'un étage j : $R_{jx}^* = \Sigma R_{jx} = (12E/h^3) \Sigma \Sigma a_i I_{ix}$

Rigidité totale longitudinale d'un étage j : $R_{jy}^* = \Sigma R_{jy} = (12E/h^3) \Sigma \Sigma a_i I_{iy}$

Donc déplacement relatif de l'étage j due aux charges sismiques parallèle à l'axe Y ; est $\Delta_{jx} = F_{jx} / R_{jx}^*$ d'après RPA 199/2003[10] le déplacement relatif de l'étage j ; $\delta_{jx} = R \Delta_{jx}$ avec R: coefficient du comportement de la structure donné par le tableau 3.1 au sens transversal, de la même manière $\delta_{jy} = R \Delta_{jy}$ le déplacement relatif de l'étage j au sens longitudinal. Le déplacement au sommet c'est la somme des déplacements relatifs de chaque étage suivant les deux directions.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau 3.1 : Coefficient de comportement R(structure en béton armé)[10]

Chapitre 4 :
**Dispositions réglementaires
relatives aux poteaux et poutres**

4.1 Les combinaisons des actions selon BAEL

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

SOLLICITATIONS = forces et moments produits par les actions dans les éléments d'une construction :

Un effort normal : N

Un effort tranchant : T

Un moment fléchissant : M

Une couple de torsion : Mt

En fonction des situations qu'une construction va connaître, nous allons être obligé de superposer les effets de plusieurs actions. Pour cela :

- Nous affecterons à chaque type d'actions, un coefficient de sécurité partiel,
- Nous combinerons les actions obtenues (principe de superposition des effets),
- Nous déterminerons la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

Nous utiliserons les combinaisons avec les notations suivantes :

- Gmax : ensemble des actions permanentes défavorables.
- Gmin : ensemble des actions permanentes favorables (voir ci-dessous).
- Q1 : action variable dite de base.
- Qi : action variable dite d'accompagnement.

4.1.1. Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU

Combinaisons fondamentales : Article A.3.3, 21 du BAEL 91.

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y a l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérerons :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q1 + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Qi \quad \text{Eq(4.1)}$$

γ_{Q1} = 1,5 dans le cas général.

γ_{Q1} = 1,35 pour la température, les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractères particuliers (convois militaires ou exceptionnels) et pour les bâtiments agricoles abritant des animaux et des produits sans présence humaine permanente..

Ψ_{0i} sont donnés en annexe D articles D.1.1, 3 et D.1.2, 3 du BAEL 91.

- **Combinaisons accidentelles** : Article A.3.3, 22 du BAEL 91.

Nous considérerons pour les situations accidentelles qui ont une faible probabilité de se réaliser :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q1 + \sum_{i>1} \Psi_{2i} \cdot Qi \quad \text{Eq(4.2)}$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle

4.1.2. Combinaisons d'actions à considérer pour ELS

Nous avons la combinaison rare:

$$S = G_{max} + G_{min} + Q1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_i \quad \text{Eq(4.3)}$$

4.2 Les combinaisons des actions selon l'RPA 99/2003

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E \quad \text{Eq(4.4)}$$

$$0.8 G + E \quad \text{Eq (4.5)}$$

Pour Les poteaux dans les **ossatures autostables**, la combinaison (4-4) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q + 1.2 E \quad \text{Eq (4.6)}$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

D'après RPA99/2003 [9] les effets de l'accélération verticale due aux séismes sont inclus comme suit :

-La combinaison (4-4) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

-La combinaison (4-5) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

-Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

Pour les poteaux, la combinaison G+P+1.2 E en (4-6) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

4.3 Dispositions réglementaires relatives aux poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armature incorporée. Ils sont généralement sollicités en compression, parfois accompagnée de flexion. Les poteaux constituent des points d'appuis aux éléments horizontaux, pour transmettre les charges aux fondations. Suivant leurs emplacements dans la construction, ils sont appelés : poteaux d'angle, poteau de rive ou de façade, poteau intérieur ou central. Forme de la section droite : elle est variée ; elle est parfois fonction de l'espace disponible. Les poteaux carrés ou rectangulaires sont les plus courants car simples à réaliser (coffrage facile).

Chapitre 4 : Dispositions réglementaires relatives aux poteaux et poutres

4.3.1 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Les dimensions transversales des poteaux (section transversale) sont fonction des charges à reprendre, d'où nécessité de faire une descente de charge pour les poteaux caractéristiques.

Les poteaux caractéristiques sont : le poteau central le plus chargé, le poteau de rive et le poteau d'angle le plus chargé.

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et vérifier les conditions du RPA99 ainsi que la condition de flambement.

A. Critère de résistance : [BAEL 91/B.8.4.1]

Soit :

N_u : effort normal ultime agissant sur le poteau, avec :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Eq (4.7)}$$

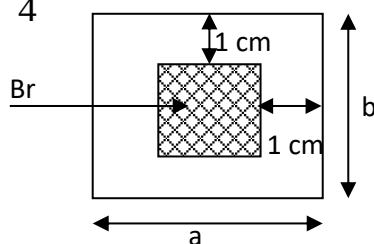
Avec :

A : section d'armatures à mettre en place ;

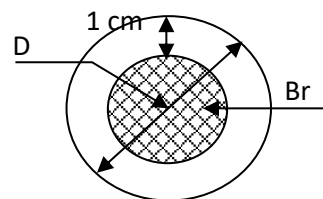
Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$Br = (a - 2)(b - 2) \rightarrow$ pour une section rectangulaire

$Br = \pi \frac{(D - 2)^2}{4} \rightarrow$ pour une section circulaire



a/ Poteau rectangulaire.



b/ Poteau circulaire.

Figure .4.1 . La section réduite du poteau.

$\gamma_b = 1,5$. $\gamma_s = 1,15$. α : Coefficient déduit de l'élancement mécanique λ .

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$

Donc :

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,71$$

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal à :

- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc $\theta = 1$.

A partir la relation (4.7), on déduit que :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right]} \quad \text{Eq (4.8)}$$

B. Condition du règlement parasismique Algerien: [RPA99/2003]

Selon le règlement parasismique Algerien RPA2003[9] les poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

1. Poteau rectangulaire de dimension ' b,h' et d'une hauteur d'étage h_e

Min (b,h) $\geq$ 25 cm En zones I et IIa

Min (b,h) $\geq$ 30 cm En zones IIb et III

Min (b,h) $\geq h_e/20$ Toutes les zones

$1/4 \leq b/h \leq 4$ Toutes les zones

2. Poteau circulaire de diamètre D

D $\geq$ 25 cm En zones I

D $\geq$ 30 cm En zones II

D $\geq$ 35 cm En zone III

D $\geq h_e/15$ Toutes les zones

4.3.2 Ferrailage des poteaux

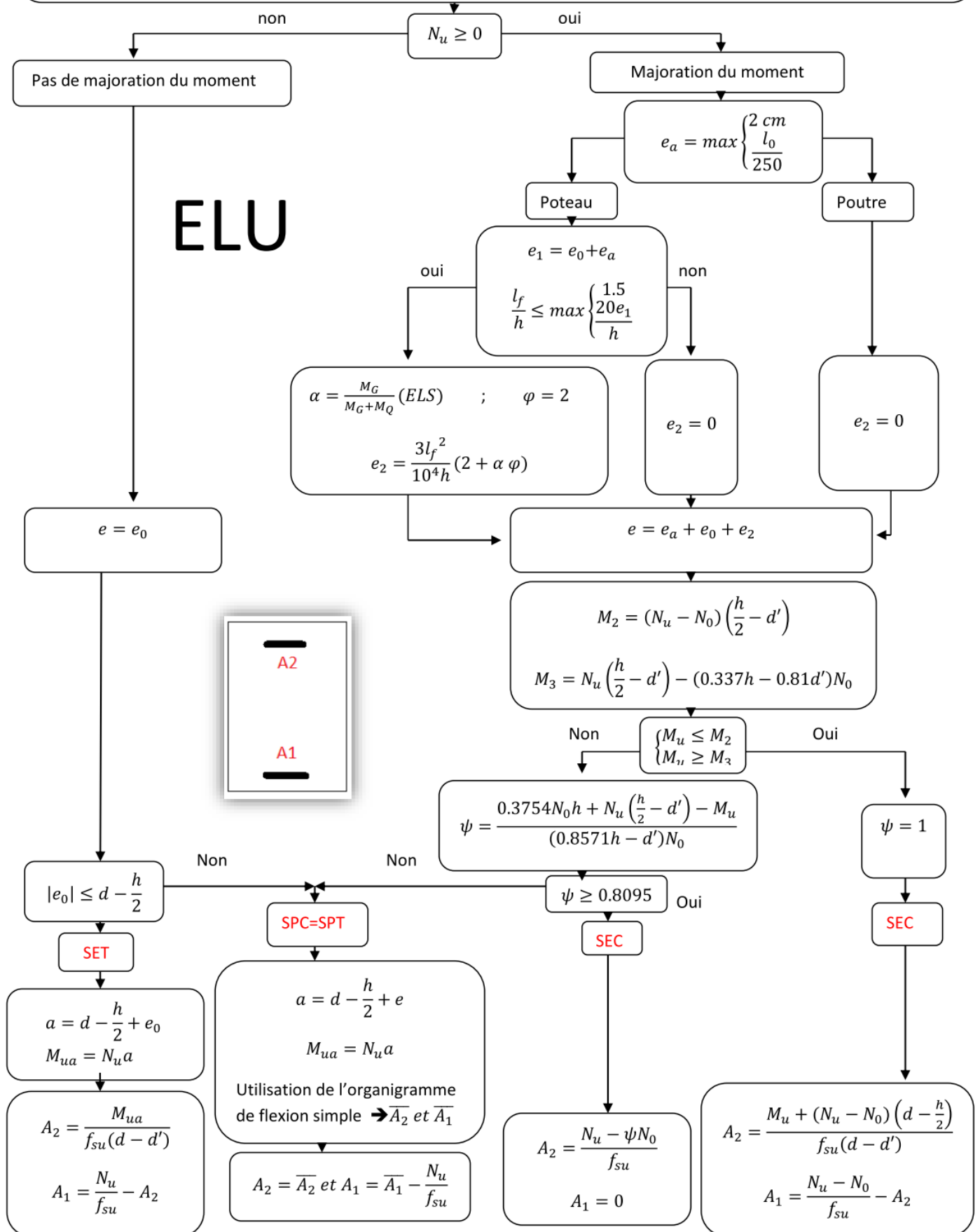
Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux directions longitudinale et transversale, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M_x , M_y) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables :

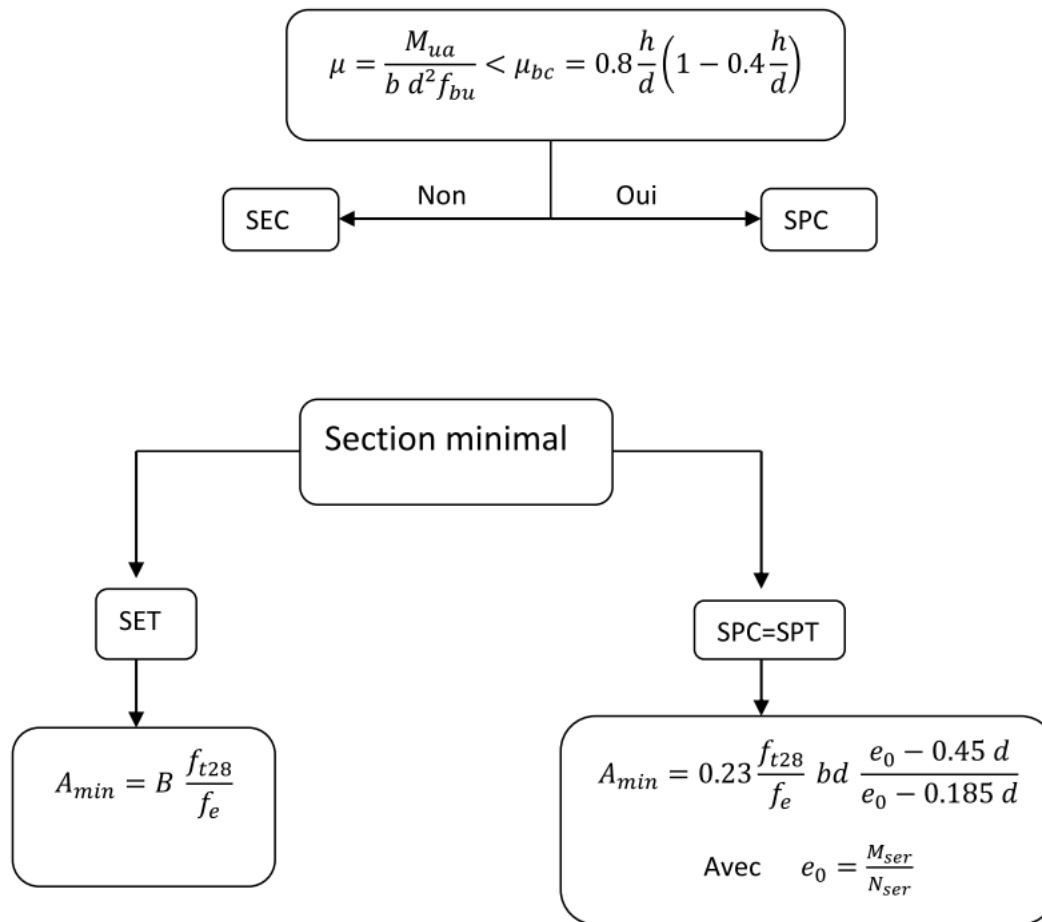
$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots Accidentel les \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots Accidentel les \end{array} \right.$$

Donc les poteaux sont soumis à la flexion composée ils doivent vérifier les règles imposées par RPA et CBA/93 (voir l'organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée)

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encasté - encasté} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encasté - articulé} \end{cases}$$





Disposition des armatures

Les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, les aciers verticaux aident le béton en compression et s'opposent au moment de flexion dans les zones tendues ce type des armatures sont disposées le long de l'axe du poteau ;
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau, les aciers verticaux aident le béton en compression et s'opposent au moment de flexion dans les zones tendues ;
- Les aciers transversaux participent à la résistance et empêchent le béton de s'écarter latéralement.

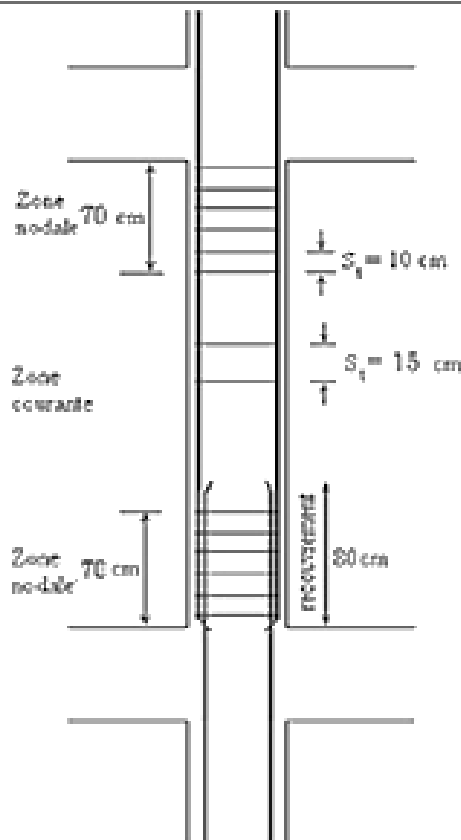


Figure 4.2 : Disposition des armatures pour les poteaux

1 - Conditions sur les armatures longitudinales.

Les conditions de l'Règles RPA 2003[9]

Les barres doivent être réalisées par les aciers de haute adhérence avec un diamètre minimale de 12 mm, les barres doivent droites sans crochets, les pourcentages maximaux et minimaux d'aciers sont comme suit.

	Zone I	Zone II	Zone III
Taux minimal	0,7%	0,8%	0,9%
Taux maximal	4% en zone courante pour toutes les zones 6% en zone de recouvrement pour toutes les zones		

Tableau 4.1 les pourcentages maximaux et minimaux d'aciers des poteaux pour chaque zones

Les conditions de CBA/93[3]

Les armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \text{Max} \{0,2\%(bh) ; 8\%(b+h)\}$$

$$A_{\max} = 5\% (bh) \quad (b,h \text{ dimensions du poteau})$$

2- Dispositions constructives

a) Pour assurer le rôle des aciers vis-à-vis de la flexion on doit :

Chapitre 4 :

Dispositions réglementaires relatives aux poteaux et poutres

- Repartir les armatures à la périphérie de la section
- Les armatures doivent être placées dans tous les angles du poteau et le long des faces latérales.

b) Distance minimale des armatures longitudinales

- Selon RPA99/2003 la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et II
 - 20 cm en zone III
- Selon CBA/93 cette distance ne doit pas dépasser la valeur suivante
 $\text{Min } \{b+10\text{cm} ; h+10\text{ cm} ; 40\text{ cm}\}$

c) Jonction des armatures

- Selon RPA les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales qui sont des zones critiques

Lors du séisme, leurs valeurs et comme suit :

- 40 ϕ en zones I et II
- 50 ϕ en zone III
- Selon CBA/99 cette longueur à pour valeur
 - 40 ϕ pour les barres FeE400 avec $\psi_s \geq 1,5$
 - 50 ϕ pour les barres FeE500 avec $\psi_s \geq 1,5$

La zone nodale h' est définie comme suit :

$$h' = \text{Max } \{ \text{hauteur d'étage}/6 ; b ; h ; 60\text{ cm} \}$$

- Les poteaux sous la présence des charges sismiques sont soumis à la flexion composée de moment M et d'effort normal N de compression appliqués au centre de gravité de la section du béton seul.

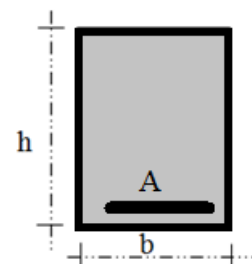
$$\text{Si } N(d-d') - M \leq (0,337h - 0,81 d') b h \sigma_{bc}$$

la section est soumise à la flexion simple partiellement

Comprimée sinon la section est totalement comprimée de

Moment de flexion M_A rapporté au centre de gravité

des aciers tendus $M_A = M + N(d-h/2)$



Chaque poteau de la structure appartient à un portique transversal et à un portique longitudinal, on calcule le ferrailage du portique transversal et on fait une vérification suivant le portique longitudinal.

2: Conditions sur les armatures transversales.

Les conditions de l'Règles RPA 2003

- Selon RPA le calcul des armatures transversales est calculé suivant la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho T_j}{h f_e}$$

Avec : T_{ji} : Effort tranchant du poteau

A_t Section des armatures transversales

Chapitre 4 : Dispositions réglementaires relatives aux poteaux et poutres

t Espacement des armatures transversales

f_e Contrainte des armatures transversales

ρ Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho = 2,5$ si $\lambda \geq 5$ et $\rho = 3,75$ si $\lambda \leq 5$

avec λ : l'élancement géométrique du poteau $\lambda = l_f / b$, par ailleurs la valeur maximale de l'espacement t est donnée par le tableau suivant :

	Zone I	Zone II	Zone III
Zone nodale	$t \leq \text{Min}(10 \varphi ; 15 \text{cm})$	$t \leq \text{Min}(10 \varphi ; 15 \text{cm})$	$t \leq 10 \text{cm}$
Zone courante	$t \leq 15 \varphi$	$t \leq 15 \varphi$	$t \leq \text{Min}(h/2 ; b/2 ; 10 \varphi)$

Tableau4.2 : Espacement des armatures transversales des poteaux pour chaque zones

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation suivante : $\varphi_t \geq \varphi_l / 3$

- La quantité d'armatures transversales minimale (A_t/tb)% est comme suit :

Valeur de l'élancement λ	Quantité minimale %
$\lambda \geq 5$	0,3
$\lambda \leq 3$	0,8
$3 \leq \lambda \leq 5$	(Par interpolation)

Tableau4.3 : La quantité d'armatures transversales minimale des poteaux

4.3.3 : Vérifications des sollicitations normales

Pour éviter le risque de rupture fragile du au séisme

- l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \text{ avec :}$$

N : effort normal de la combinaison G+Q+1,2 E

B : Section brute du béton

- La contrainte de cisaillement dans le béton $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

Avec $\overline{\tau_b} = \rho_b f_{c28}$ avec : $\rho_b = 0,075$ si $\lambda \geq 5$ et $\rho_b = 0,04$ si $\lambda \leq 5$

4.4 Dispositions réglementaires relatives aux poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armature incorporée. Elles transmettent les charges aux poteaux et peuvent avoir n'importe quelle forme, mais en général, on adopte une section droite rectangulaire ou en T. En fait, les poutres en T sont des poutres rectangulaires mais on fait contribuer une partie du plancher de part et d'autre de la poutre pour la reprise des efforts. Des sujétions architecturales obligent parfois le choix de poutres plates noyées dans le plancher et ne faisant aucune saillie dans le plafond,

Chapitre 4 :

Dispositions réglementaires relatives aux poteaux et poutres

ou des poutres minces très étroites ne faisant aucune saillie sur les murs et les cloisons. Quand on a le libre choix des dimensions, il vaut mieux choisir une poutre plus haute que large (meilleure résistance vis à vis de la flexion et du poinçonnement).

4.4.1 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

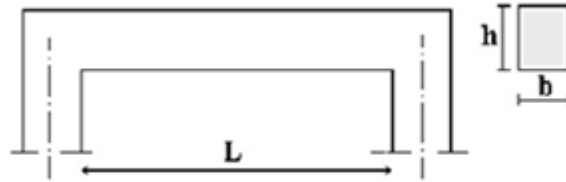


Figure 4.3 : Coupe transversale d'une poutre

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\square (\text{portée max}) / 15 \leq h \leq L(\text{portée max}) / 10$$

$$\square 0.4h \leq b \leq 0.8h$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 sont:

$$\square h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\square b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\square h/b \leq 4$$

Dans le cas où la largeur de la poutre et du poteau sont différents on doit vérifier l'inégalité suivante

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$$

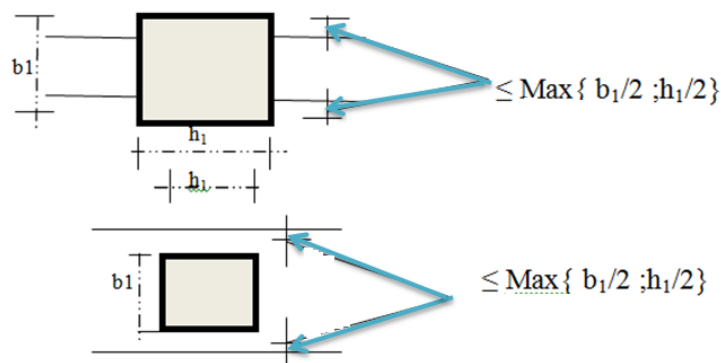


Figure 4.4 : Dimension à respecter par les poutres (la largeur de la poutre et du poteau sont différents)

4.4.2 Ferrailage des poutres

Le calcul des armatures ne fait pas partie de la présente note, on donne cependant quelques dispositions constructives : Sous l'effet des charges, la poutre est soumise à :

- une flexion due au moment fléchissant qui provoque une compression dans la partie supérieure de la section de la poutre et une traction dans la partie inférieure de cette section ;
- un cisaillement oblique dû à l'effort tranchant.

Les armatures sont placées dans la poutre en fonction de ces efforts. Ainsi, la zone inférieure de la poutre est tendue, des aciers principaux sont alors placés dans cette zone pour reprendre les efforts de traction. Dans la zone supérieure comprimée, le béton seul peut reprendre les efforts de compression ; on place cependant des aciers de répartition (de montage). Les cadres (armature transversale) sont placés transversalement pour empêcher les fissures dues au cisaillement.

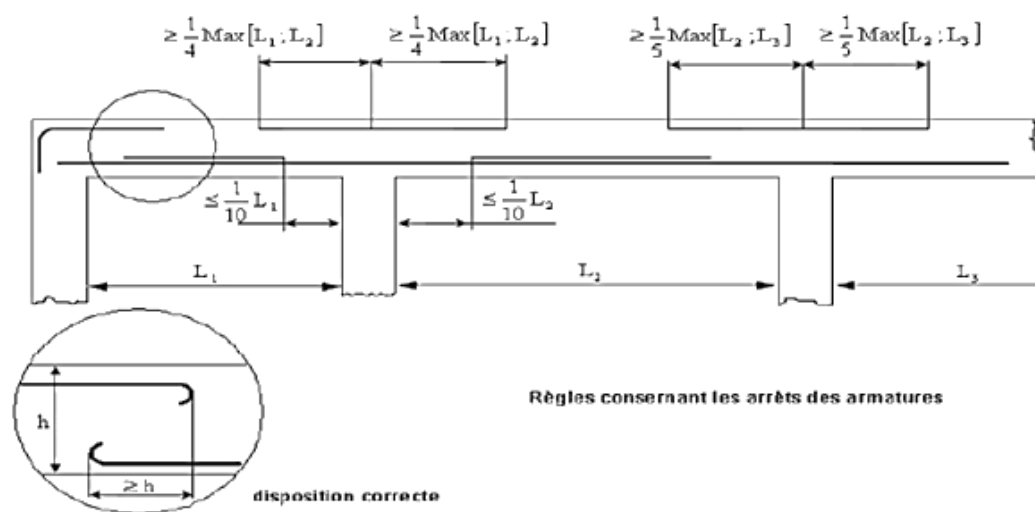


Figure4.5 : Disposition des armatures pour les poutres

Ferrailage minimal et maximal des poutres

- Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux des poutres $\geq 0,5\%$, le pourcentage maximal est 4% en zone courante et 6% en zone nodale. La longueur de recouvrement l_{min} est 40φ en zone I et II , 50φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive ou d'angle doit être effectué avec un crochet de 90° .

- Armatures transversales :

Le pourcentage minimal est donné par la relation suivante

$$A_t = 0,003 (s.b)$$

avec

s: espacement des armatures transversales $\leq \{ h/4 ; 12 \varphi_1 \}$ en zone courante

et

$s \leq h/2$ en zone nodale.

Chapitre 05 :
**Calcul des fondations
superficielles**

5.1-Introduction :

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par la construction.

La technique des fondations concerne donc simultanément deux problèmes à savoir ; L'évaluation de la capacité portante du sol et le calcul de l'élément intermédiaire qui lui transmet les charges.

5-1.1 Fonctions assurées par les fondations [13]

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentielles :

- * Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- * Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

5.1.2 Équilibre des fondations

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- * Les sollicitations dues à la superstructure ;
- * Les sollicitations dues au sol.

5.2 Stabilité des ouvrages[13] :

- * Les fondations ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ouvrage en fonction des forces transmises par la superstructure et par le terrain.
- * Les conditions de stabilité doivent conduire à respecter le principe fondamental de l'égalité des actions transmises par la superstructure avec les réactions transmises par le sol.

5.3. Types de fondations

Sous un ouvrage, on peut mettre en place trois principaux types de fondations :

- Des fondations superficielles
- Des fondations semi profondes
- Des fondations profondes.

5.4 . Critère de choix du type de fondation.

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. D'habitation, bât industriel, soutènement....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer....
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau....
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences... . Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

5.5.- Fondations superficielles [14]:

Une fondation superficielle est définie par des caractéristiques géométriques indiquées sur la figure 5.1

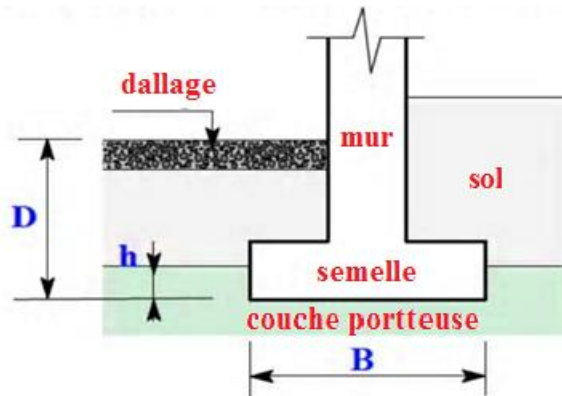
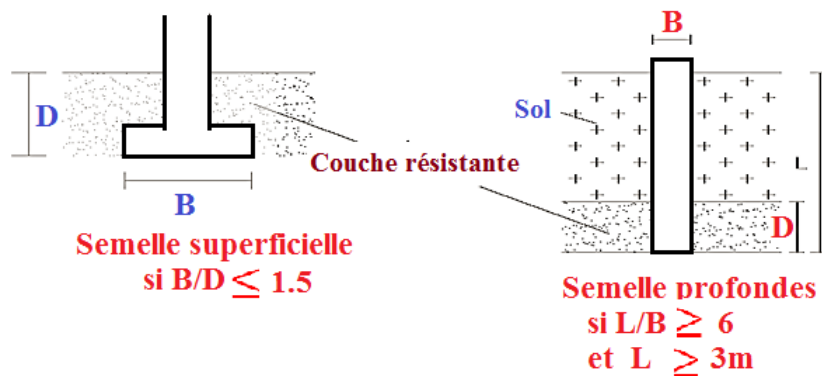


Figure 5.1 : Les caractéristiques géométriques d'une fondation superficielle

- L: longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle.
- B : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle.
- semelle circulaire $B = 2 R$
- semelle carrée $B = L$
- semelle rectangulaire $B < L < 5B$
- semelle continue ou filante :... $L > 5B$
- D : hauteur d'encastrement de la semelle. Hauteur minimum au-dessus du niveau de la fondation.
- h : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche portreuse

On appelle "fondation superficielles", toutes les fondations dont la profondeur n'excède pas en général 2 à 3 mètres ($B/D < 1,5$)



On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles (figure 5.2):

- les semelles isolées ;
- les semelles filantes (ou continues) ;
- les radiers (ou dallage)

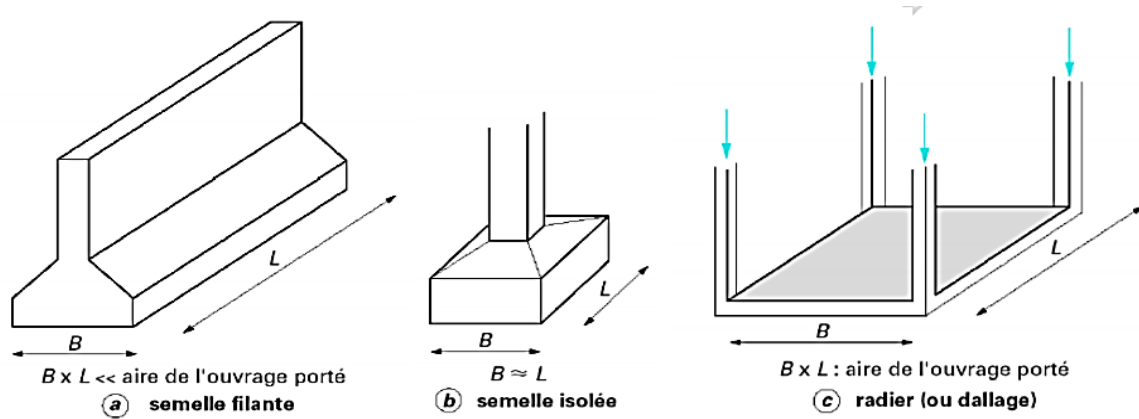


Figure 5.2 : Description des fondations superficielles[14].

5.5.1 Hypothèses de calcul

Les calculs sont menés sur la base des hypothèses suivantes :

- La largeur B doit être supérieure ou égale à 60 cm , distance permettant le travail à un ouvrier,
- Les semelles sont très rigides (relativement indéformable) de sorte que les contraintes sous la semelle aient une répartition linéaire,
- Les éléments de fondation sont, généralement, relativement massifs et ne se prêtent guère à l'application des méthodes de la résistance des matériaux
- Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S. pour le dimensionnement de la surface au sol et à l'E.L.U. vis-à-vis de leur comportement mécanique,
- Dosage minimum du béton :
 - ✚ Béton de propreté : 150 kg/m^3 ,
 - ✚ Béton armé : 300 kg/m^3 à sec ; 400 kg/m^3 humide.

5.5.2 Combinaisons d'actions

Selon le B.A.E.L., deux combinaisons sont à considérer.

E.L.S : $G + Q$

E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$

Selon le RPA99 modifié en 2003, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

$G + Q + E$

$0.8 G \pm E$

5.6 Dimensionnement et ferrailage des fondations superficielles [15,16]

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à son taux de travail maximum.

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Eq(5.1)}$$

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend essentiellement de la contrainte admissible sur le sol.

Type de sol	Contrainte admissible	Type de sol	Contraint admissible
Sol mou	0.4bar	Sol mi dur	1.5 à 3 bar
Sol consistant	0.8bar	Sable et gravier	3 à 4 bar
Sable fin ou moyen	1 à 2 bar	Sol dur	3 à 5 bar
Sable grossier	2 à 3 bar	Roche peu fissurée	10 à 15 bar

Tableau5.1 : Tableau Indicatif des contraintes admises pour le sol

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

5.6.1. Dimensionnement et ferrailage d'une semelle rigides sous mur soumises à une charge centrée

a-Répartition rectangulaire des contraintes

L'examen de la distribution des contraintes dans une semelle rigide et plus particulièrement des isostatiques conduits à considérer que le comportement de la semelle comme une succession de bielles de béton travaillant en compression et transmettant les efforts de traction aux aciers d'armatures.

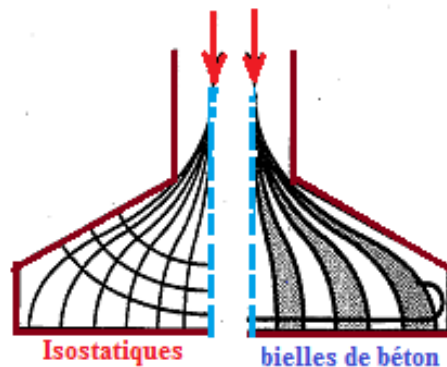


Figure 5.3 Transmission des efforts à travers les bielles

Cette approche de calcul pour la détermination des armatures est appelé « **méthode des bielles** ».

b- Dimensionnement de la semelle [15,16]

- Seule la largeur est à déterminer, la longueur étant celle du mur à supporter.
- Les charges à l'état limite ultime de résistance et de service à la base du mur sont calculées par mètre linéaire de mur.

- La contrainte du sol est supposée uniformément répartie et doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}}}{A} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Eq(5.2)}$$

D'où

$$A \geq N_{\text{ser}} / \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Eq (5.3)}$$

Avec :

N_{ser} : charge de service en MN / ml

A : largeur de la semelle en m

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: Contrainte admissible du sol en Mpa

- La hauteur utile « d » doit vérifier la condition suivante :

$$d > (A - a)/4 \quad \text{Eq (5.4)}$$

- La hauteur h de la semelle est égale à :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

c- Détermination des armatures[15,16]

On considère que toutes les bielles de béton comprimées passent par un point O, défini par :

$$\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d}$$

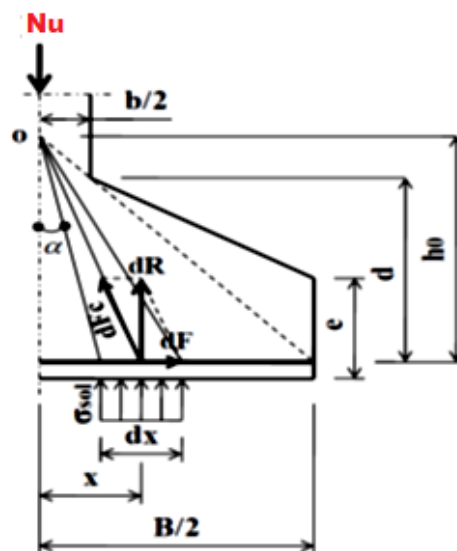


Figure 5.4 Détermination des armatures

- La section d'acier à disposer transversalement et à répartir par mètre de semelle est :

Aux ELU :

$$A_s/A(\text{ ml}) \geq \frac{N_u(A-a)}{8 d f_{e}/\gamma_s} \quad \text{Eq (5.5)}$$

$$A_s \perp A \geq \frac{A_s/A}{4}$$

Aux ELS :

$$A_s/A(\text{ ml}) \geq \frac{N_{ser}(A-a)}{8 d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{Eq(5.6)}$$

Avec :

N_u ou N_{ser} en MN

A, a, d en m

$f_e, \bar{\sigma}_{st}$ (contrainte de traction de l'acier) en Mpa

A_s : section d'acier en cm^2/ml

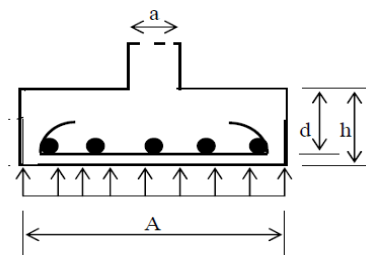


Figure 5.5 : Disposition des armatures d'une semelle sous mur

5.6.2. Dimensionnement et ferrailage des semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée [15,16]

Il s'agit des semelles isolées sous poteau. Destinées à transmettre au sol des charges concentrées. La forme et les dimensions de telles semelles dépendent :

- * Des charges transmises à la semelle;
- * Du taux de travail admis par le sol;
- * De la section droite des poteaux reposant sur ces semelles.

Généralement, les semelles isolées sont réalisées en béton armé et peuvent supporter des charges assez importantes sur des terrains de résistance à la compression moyenne. Ces semelles peuvent être excentrées.

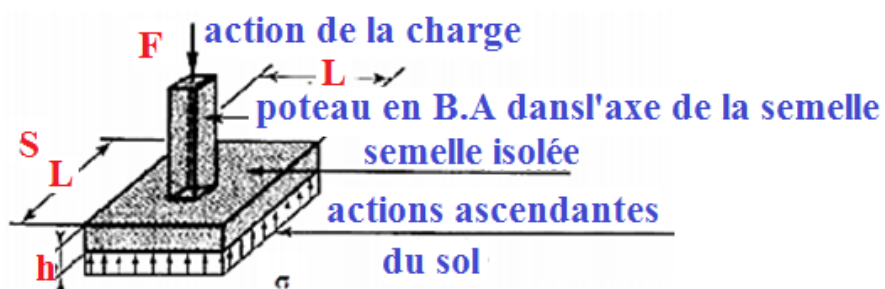


Figure 5.6 : Forme d'une semelle isolée centrée

a-Dimensionnement de la semelle

La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A.B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq (5.7)}$$

D'où

$$A.B \geq N_{ser} / \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq (5.8)}$$

Avec :

N_{ser} : charge de service en MN

A, B : largeur et longueur de la semelle en m

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible du sol en Mpa

A et B peuvent être choisis de manière que la semelle ait des A dimensions homothétiques au poteau

$$A/B = a/b$$

$$\text{Eq (5.9)}$$

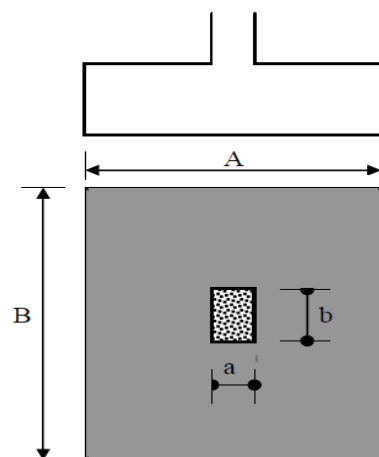


Figure 5.7 : Dimension d'une semelle isolée

- La hauteur utile **d** doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$d > (A - a)/4 \quad \text{et} \quad d > (B - b)/4 \quad \text{Eq (5.10)}$$

- La hauteur **h** de la semelle est égale à :

$$h = d + e$$

avec :

e: Enrobage des aciers de la semelle, en général $\geq 5\text{cm}$.

b- Détermination des armatures

- Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

○ Nappe supérieure // A

Aux ELU :

$$A_{s//A} \geq \frac{N_u(A-a)}{8 d f_e / \gamma_s} \quad \text{Eq (5.11)}$$

○ Nappe supérieure // B

Aux ELU :

$$A_{s//B} \geq \frac{N_u(B-b)}{8 d f_e / \gamma_s} \quad \text{Eq (5.12)}$$

Avec :

N_u en MN

A, B, a, b, d en m

f_e en MPa

$A_{s//A}$, $A_{s//B}$ en cm^2

5.6.3 Dispositions constructives

Ancrage et arrêt des aciers principaux :

On compare la longueur de scellement droit l_s à A et B.

On peut prendre : - $l_s = 40 \varnothing$ pour FeE400 (H.A)

- $l_s = 50 \varnothing$ pour FeE215 et FeE235 (R.L)

Arrêt des barres

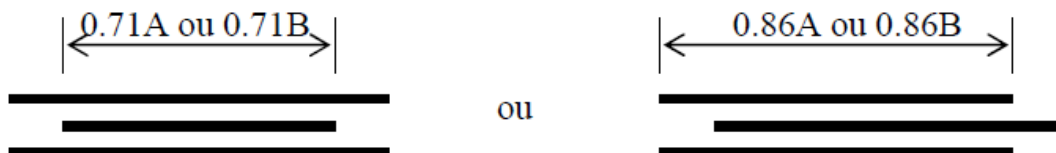
Si $l_s > A/4$ → les extrémités des barres doivent être munies d'ancrages par crochets normaux ou équivalents (120° ou 135°).



Si $A/8 < l_s < A/4$ → les armatures s'étendent jusqu'aux extrémités de la semelle et ne comportent pas de crochets.



Si $l_s < A/8$ → les armatures ne comportent pas de crochets et il est possible de disposer les barres de deux façons :



On opère de la même manière pour les armatures parallèles à B.

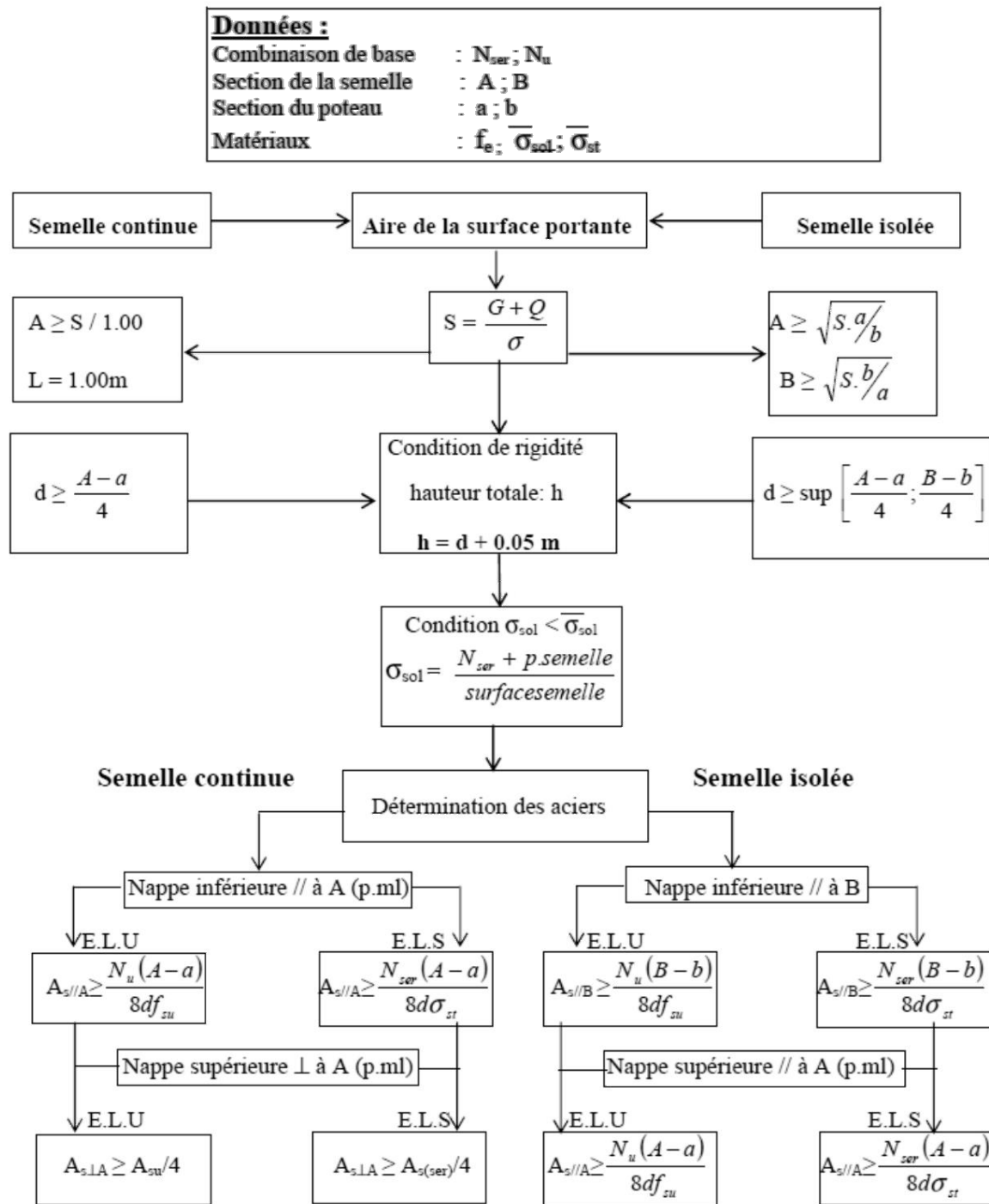


Figure 5.8 : Organigramme de calcul des semelles : filante sous mur et isolé

5.6.4. Dimensionnement d'une semelle filante sous poteaux poteau soumises à une charge centrée

La semelle filante sous poteaux s'utilise lorsque la conception Semelle isolée ne devient plus possible. De même que pour les semelles isolées la semelle filante reçoit les charges issues de la superstructure aux moyens de porteurs ponctuels 'les poteaux'. Sur la figure suivante est représentée en 3D la conception d'une semelle filante.

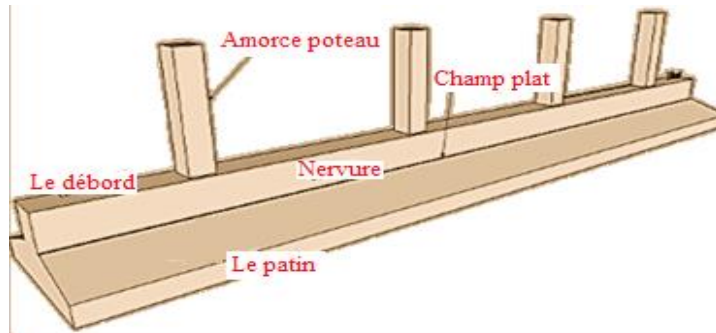


Figure 5.9 : conception d'une semelle filante sous plusieurs poteaux

D'une manière générale on peut assimiler une semelle filante comme l'association de plusieurs semelles isolées. On retrouve alors les mêmes éléments constitutifs de cette dernière. À savoir :

Le patin

- Le champ plat
- l'amorce poteau

Deux éléments nouveaux apparaissent alors: La nervure : Rôle d'élément de rigidité Le débord : Assurant la surface nécessaire à une bonne répartition des contraintes sur le sol.

a- Cas d'une semelle filante sous deux poteaux

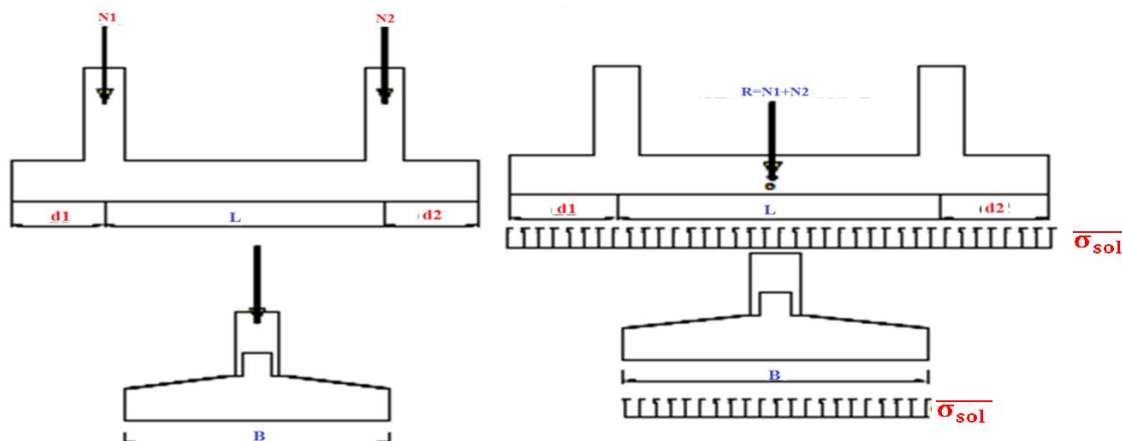


Figure 5.10 : Semelle filante sous deux poteaux soumis à la compression simple

Par analogie avec la semelle isolée on a :

- Condition de résistance:

$$\sigma_{sol} = \frac{R}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq (5.13)}$$

d'où

$$\sigma_{sol} = \frac{R}{B.(d1+L+d2)} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq (5.14)}$$

En général pour les semelles filantes en fixe $d=d1=d2$

Et seule B reste à déterminer.

On aura alors

$$B \geq \frac{R}{\overline{\sigma_{sol}} (2d+L)} \quad \text{Eq (5.15)}$$

b- Cas d'une semelle filante sous plusieurs poteaux.

- En généralisant la condition de résistance précédemment établie pour les semelles au cas de plusieurs poteaux on aura :

$$\sigma_{sol} = \frac{\sum_{i=1}^{i=npoteaux} N_i}{B.(d1+\sum_{j=1}^{j=n\ trames} L_j+d2)} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq (5.16)}$$

On en déduit donc la largeur B a donné à la semelle filante :

$$B \geq \frac{\sum_{i=1}^{i=npoteaux} N_i}{\overline{\sigma_{sol}} (2d+L_{Totale})} \quad \text{Eq (5.17)}$$

Afin d'avoir une répartition correcte des pressions sur le sol de fondation, on exige que la semelle possède une épaisseur h telle que:

$$h > \frac{(A - a)}{4} + e \quad \text{Eq (5.18)}$$

B: dimension en plan de la semelle déterminée selon la condition de résistance.

a: Dimension du côté de l'élément porteur (le poteau).

e: Enrobage des aciers de la semelle, en général $\geq 5\text{cm}$.

Aussi h min doit être tel que:

$$h \geq 6\phi + 6\text{cm}$$

Eq (5.19)

Avec :

 ϕ : diamètre des aciers de la semelle.

5.6.5. Dimensionnement et ferrailage d'une semelle isolée soumise à un effort normal et un moment de flexion

Ce cas se présente lorsque l'élément supporté par la semelle lui transmet une charge centrée et un moment de flexion M , ce qui revient au même à une charge excentrée N située à la distance $e_0 = M/N$ de l'axe du mur ou du poteau. On suppose que la semelle étudiée est rectangulaire de dimension A et B (figure 5.6).

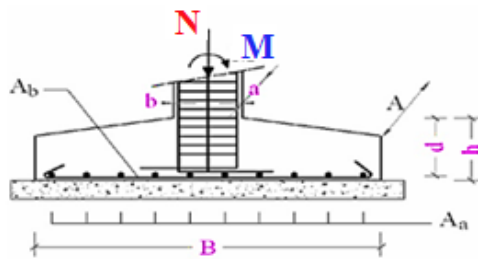


Figure 5.11 : Semelle isolée soumise à la flexion composée

Etude du diagramme des contraintes :

Si l'on admet la répartition linéaire des pressions sous semelle, le diagramme des contraintes affecte la forme du trapèze ou d'un triangle, aucune traction du sol n'étant admise. Le diagramme doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Répartition trapézoïdale des contraintes : la contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible c-a-d que l'on a :

$$-\sigma_{\text{sol}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Eq (5.20)}$$

- Répartition triangulaire des contraintes. Celle-ci est considérée comme le cas limite du précédent, la contrainte minimal étant égale à zéro, la contrainte maximal est alors :

$$\sigma_M \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Eq (5.21)}$$

Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$ alors N tombe à l'intérieur du noyau central et le diagramme des contraintes sera trapézoïdal.

Si $e_0 > \frac{B}{6}$ alors N tombe à l'extérieur du noyau central et le diagramme sera triangulaire.

Calcul des armatures :

- Lorsque la différence entre la contrainte maximal et la contrainte minimal est inférieur à la moitié de la contrainte moyenne, on peut encore employer la méthode des bielles, mais en prenant en compte, non plus la charge verticale P agissant réellement sur le poteau, mais une charge fictive P' obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contrainte.

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{\sigma_M + \sigma_m}{4} \quad \text{c'est à dire: } e_0 \leq B/24 \quad \text{Eq (5.21)}$$

- Lorsque la différence entre la contrainte maximale la contrainte minimal dépasse la moitié de la valeur de la contrainte moyenne, les armatures de la semelle doivent être déterminées en fonction des moments fléchissant auxquels sont soumis les différentes sections.

5.6.6 Procédure de calcul d'une semelle isolée soumis à la flexion composée

- 1) Déterminer l'excentricité $e_0 = \text{MAX}\{e_{0ser} | e_{0u}\}$; $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ et $e_{0u} = \frac{M_u}{N_u}$

AVEC :

- N_u : Effort normal à l'état limite ultime
- M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime
- N_{ser} : Effort normal à l'état limite de service
- M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

- Condition de portance:

$$\text{➤ Si } e_0 = e_{ser} : \begin{cases} \text{diagramme trapézoïdal : } \frac{N_{ser}}{A.B} (1 + 3 \frac{e_0}{B}) \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \text{diagramme triangulaire: } \frac{N_{ser}}{A.B.(1 - 2 \frac{e_0}{B})} \leq \overline{\sigma_{sol}} \end{cases}$$

$$\text{➤ Si } e_0 = e_u : \begin{cases} \text{diagramme trapézoïdal : } \frac{N_u}{A.B} (1 + 3 \frac{e_0}{B}) \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \text{diagramme triangulaire: } \frac{N_u}{A.B.(1 - 2 \frac{e_0}{B})} \leq \overline{\sigma_{sol}} \end{cases}$$

- 2) Opter si cela est possible pour un diagramme trapézoïdal $\rightarrow e_0 > \frac{B}{6}$

- 3) Choisir A de manière à avoir $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

- 4) Vérifier la condition de portance: $\begin{cases} \text{si satisfaction} \rightarrow \text{on continue} \\ \text{si satisfaction} \rightarrow \text{modifier B} \rightarrow \text{on revient en 2} \end{cases}$

- 5) Choisir : $\begin{cases} d_a \\ d_b \end{cases} \geq \begin{cases} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{cases} \quad h_{a,b} = (d_{a,b} + e) ; e : \text{enrobage}$

- 6) Vérifier éventuellement que la condition de portance est toujours vérifiée en rajoutant le poids de la semelle.

- Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$

1) Calcul des contraintes

Dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal (Figure 5.12)

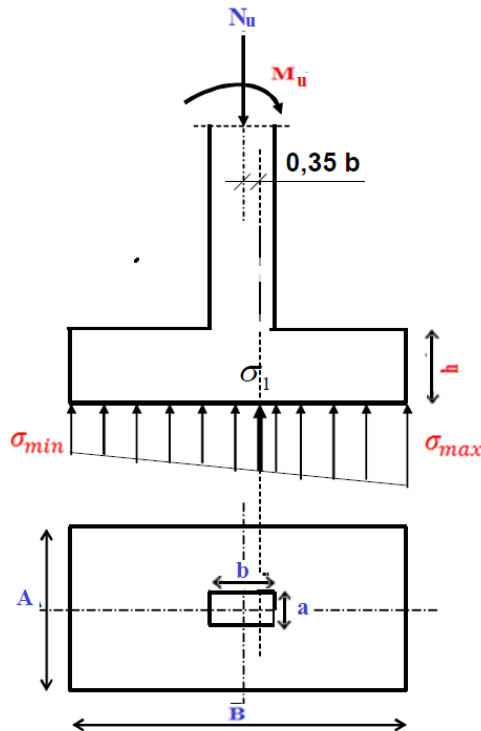


Figure 5.12 Diagramme trapézoïdal

La contrainte maximale est alors:

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{A.B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \quad \text{Eq (5.21)}$$

La contrainte minimale est alors :

$$\sigma_{min} = \frac{Nu}{A.B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) \quad \text{Eq (5.22)}$$

On admet que la contrainte située aux trois quarts de la semelle du côté de σ_{max} , doit être inférieur à la contrainte admissible.

$$\sigma_{\left(\frac{2}{3}\right)} = \frac{2 Nu}{A.B} \left(1 + \frac{3e_{0u}}{B} \right) \leq \sigma_{ad} \quad \text{Eq (5.23)}$$

Dou:

$$\sigma_{ad} = 1.33 \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \text{dans le cas général}$$

$$\sigma_{ad} = \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \text{si M est dû à un vent dominant agissant la majorité du temps.}$$

2) **Ferraillage**

✚ Si $e_0 \leq B/24$

Si cette condition est remplie, le ferraillage de la semelle se fera par la méthode des bielles

$$N' = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \quad \text{Eq (5.24)}$$

$$As//A \geq \frac{N' (A-a)}{8 d \sigma_s}, \quad As//B \geq \frac{N' (B-b)}{8 d \sigma_s} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Eq (5.25)}$$

✚ Si $e_0 > B/24$

Le ferraillage de la semelle se fera par la méthode des consoles

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(1 + \frac{4e_{0u}}{B} + \frac{1.4e_{0u}b}{B^2} \right) \frac{N_u}{2B} \leq \sigma_{ad} \quad \text{Eq (5.26)}$$

M₁: Le moment fléchissant dans la section qui se situe à une distance de 0.35 b de l'axe du poteau

$$As//A \geq \frac{M_1}{d f_{su}} \quad \text{Eq (5.27)}$$

$$As// \geq \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_{0u}}{B} \right) (A-a)}{8 d f_{su}} \quad \text{Eq (5.28)}$$

- Si $e_0 > \frac{B}{6}$
- **Calcul des contraintes**

N est à l'extérieur du noyau central donc le diagramme des contraintes est triangulaire

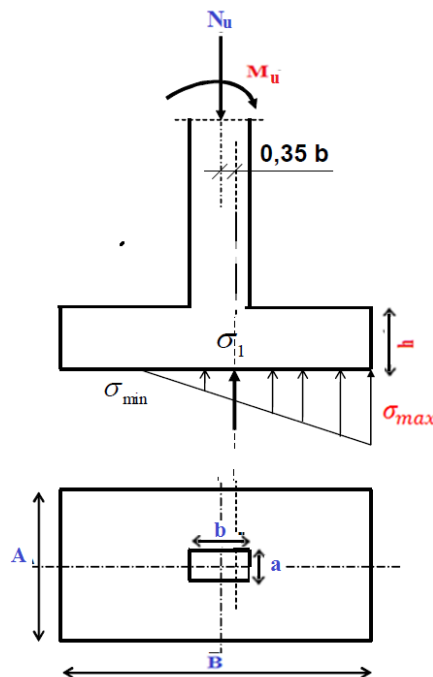


Figure 5.13 Diagramme triangulaire

La contrainte maximale est alors:

$$\sigma_{max} = \frac{2N_u}{3A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \sigma_{ad} \quad \text{Eq (5.29)}$$

Vérification de la partie comprimée de sol:

$$x = 3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \quad \text{Eq (5.30)}$$

$$x \geq \frac{3}{5}B \quad \text{Eq (5.31)}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait par la méthode des consoles

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e_{0u}) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \frac{N_u}{27} \quad (5.32)$$

En peut résumer Procédure de calcul d'une semelle isolée soumis à la flexion composée dans l'organigramme présenté sur les deux figures : 5.14 ; 5.15

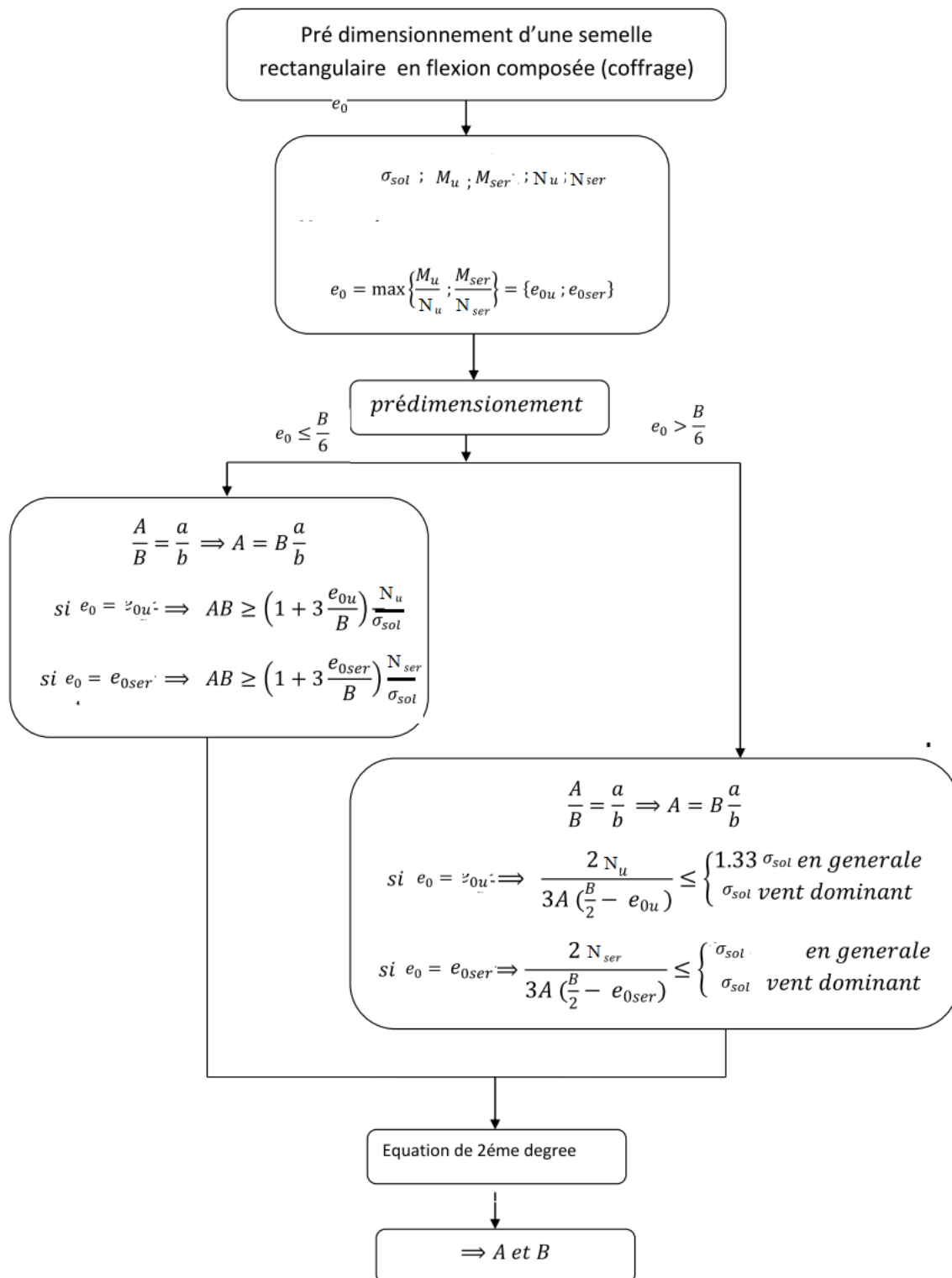


Figure 5.14: Organigramme de coffrage d'une semelle isolée soumise à la flexion composée

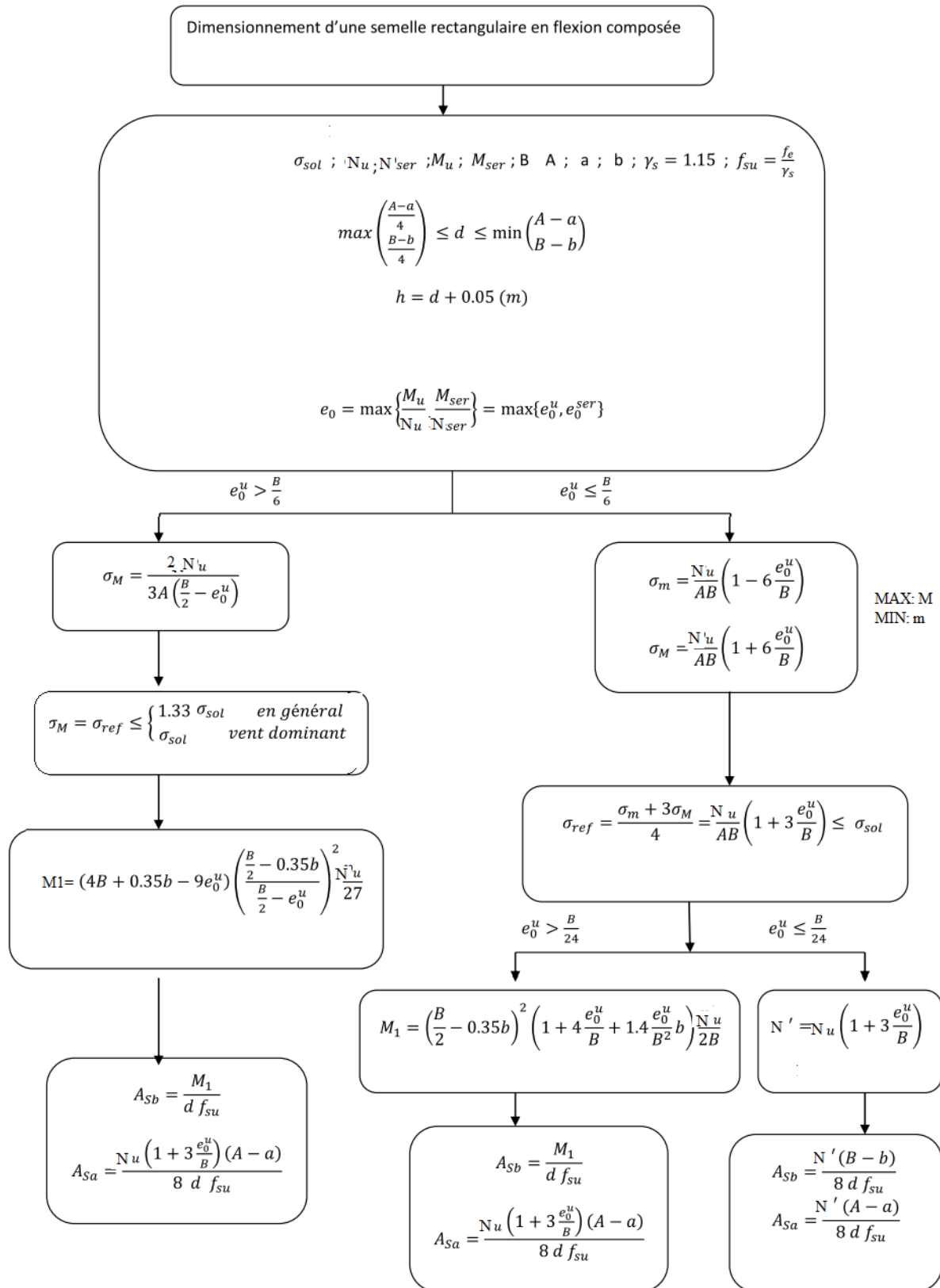


Figure 5.15: Organigramme de ferrailage d'une semelle isolée soumis à la flexion composée

5.7 Semelle excentrées

Les semelles excentrées par rapport à la charge qui leur est transmise proviennent de la nécessité de ne pas construire à l'extérieur du périmètre de la propriété. Pour permettre à la semelle d'être efficace sur toute sa surface, on met en place une poutre de redressement (ou longrine). On admet qu'une partie de la charge N_{u1} est utilisée pour amener une répartition uniforme des contraintes du sol sous la semelle excentrée, de sorte que l'on a :

$$N'_{u0} = N'_{u0} \frac{l}{2l-(b'-b)} N_u \quad (5.33)$$

$$N_{u1} = N_{u1} - N_{u0} \frac{(b'-b)}{2l-(b'-b)} \quad (5.34)$$

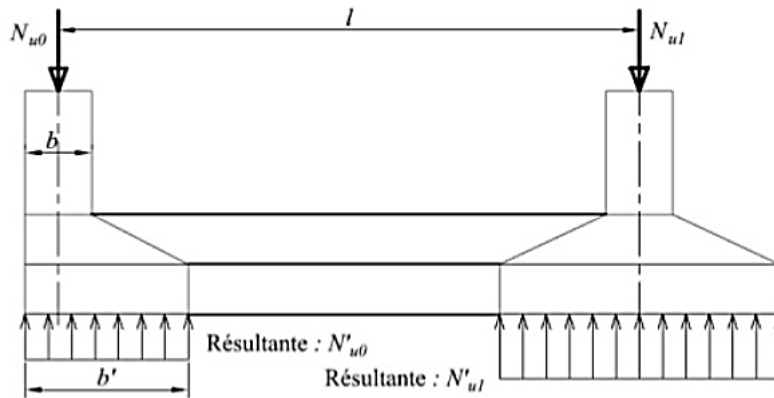


Figure 5.16 Semelle excentrée

Le calcul des aciers de la semelle 1 se fait sous la charge réduite N_{0u} de façon classique. Le calcul des aciers de la semelle excentrée dans le sens transversal se fait par la méthode des bielles. Dans le sens longitudinal, il faut faire le calcul de la poutre de redressement.

Une semelle est dite excentrée si la résultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec le centre de gravité de la semelle. Ce cas peut se présenter aux limites de propriété ou au droit de joints de tassement ou à la proximité des poteaux prévus le long du mur mitoyen ou on n'a pas la possibilité de trouver des semelles suffisamment étalées. La solution la plus utilisée consiste à créer une poutre rigide dite poutre de redressement reliant la semelle excentrée à la semelle voisine.

On détermine sous le poteau une semelle dont le centre de gravité se trouve le plus possible de l'axe du poteau, soit e cette distance qui vaut forfaitairement :

$$e_0 = \frac{B-b}{2} \quad \text{Eq (5.35)}$$

Les dimensions de la semelle sont calculées en supposant la semelle rigide et la répartition uniforme des contraintes du sol. Le moment à reprendre par la poutre de redressement est :

$$M_u = N_u \cdot e_0 \quad \text{Eq (5.36)}$$

Le poteau ne doit pas alors être vérifié pour supporter ce moment.

Si on appelle l la distance entre les deux semelles, on devra dimensionner la semelle excentrée en fonction d'un effort :

$$N_u' = N_u + N_u \cdot \frac{e_0}{l} \quad \text{Eq (5.37)}$$

On vérifie que le poteau n'est pas soulevé sous l'effet de la composante $(-N_u \cdot \frac{e_0}{l})$ alors qu'il n'est soumis qu'aux charges permanentes

La procédure de calcul d'une semelle excentrée soumise à la compression simple est résumée dans l'organigramme présenté sur la figure : 5.17

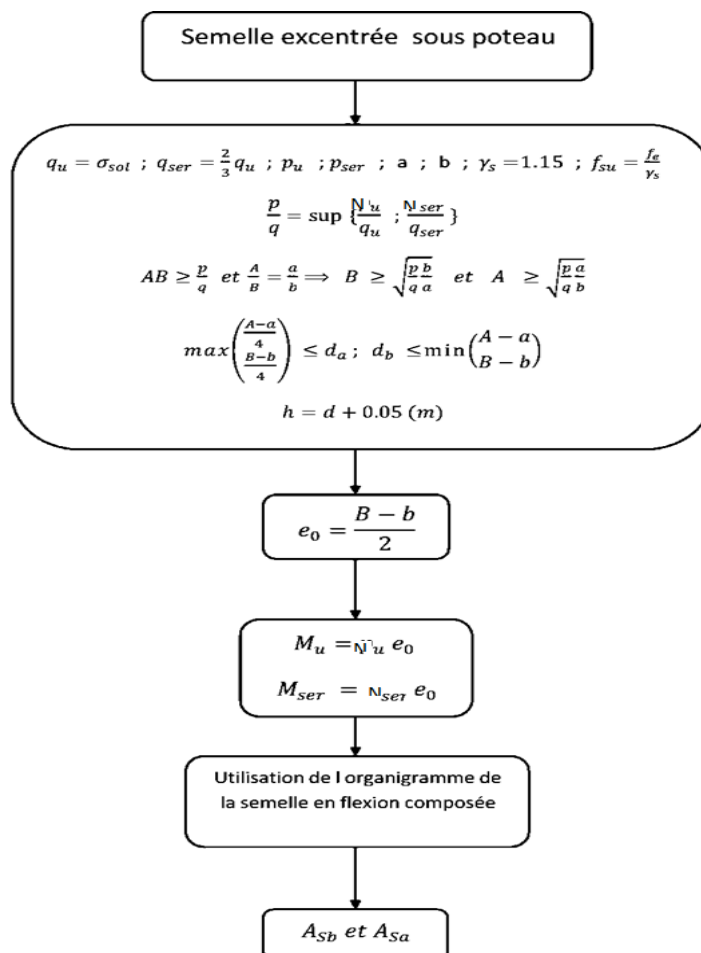


Figure 5.17: Organigramme de calcul d'une semelle excentrée soumise à la compression simple

L'organigramme représenté sur la figure 5.13 résume la procédure de calcul d'une poutre de redressement

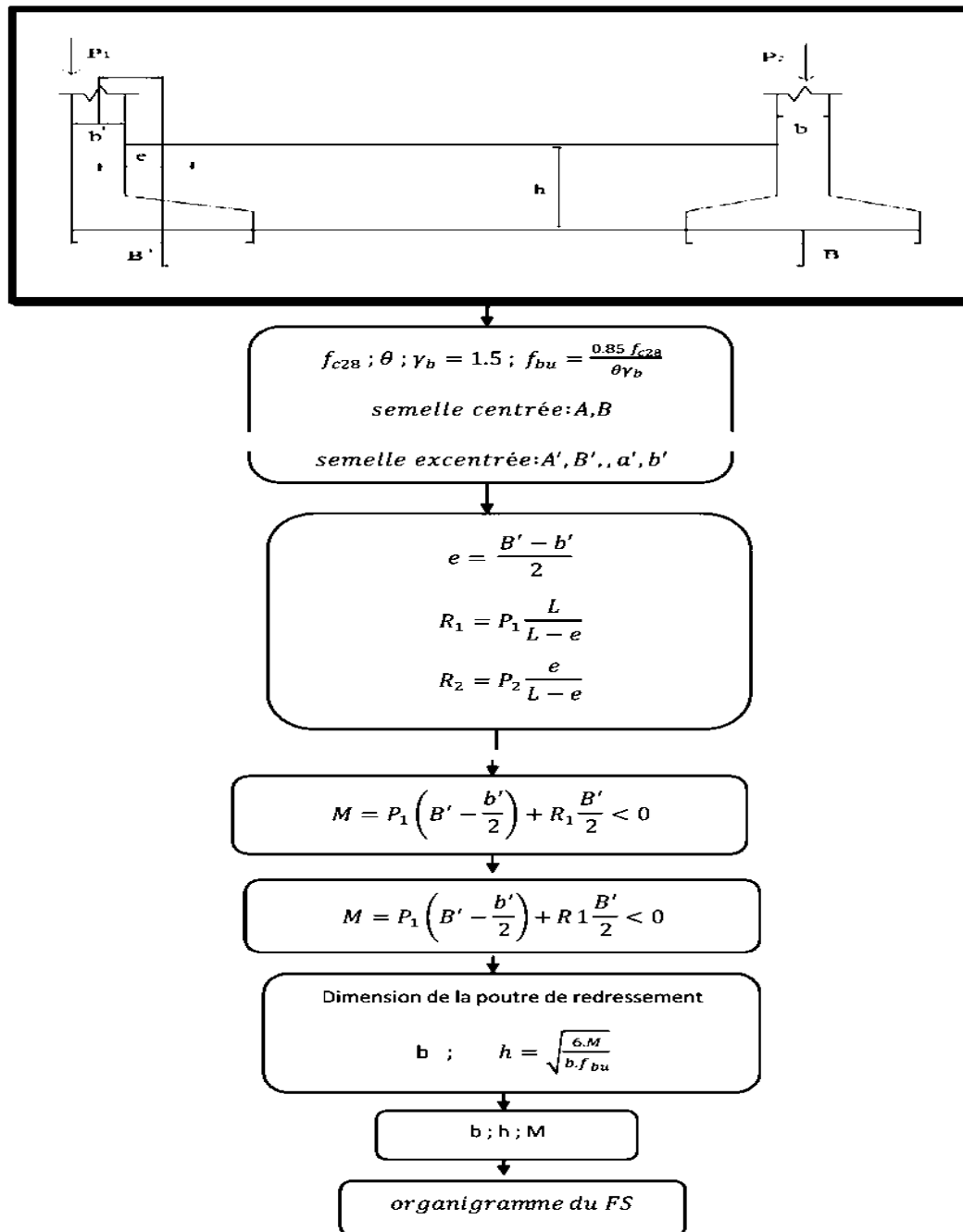


Figure 5.18: Organigramme de calcul d'une poutre de redressement

5.8 Radier

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures)

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique : - diminution des risques de tassement - très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment

5.8.1- Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment. Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

5.8.3. Mode de fonctionnement du radier :

1- Le radier reçoit les actions ascendantes du sol.

5- Hypothèse de répartition uniforme : Elle exige une grande rigidité, donc de forte section avec armature dense.

3- Différence fondamentale avec les planchers :

- . La dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et est portée gratuitement
- . Les poutres intermédiaires de forte section ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul de l'armature.

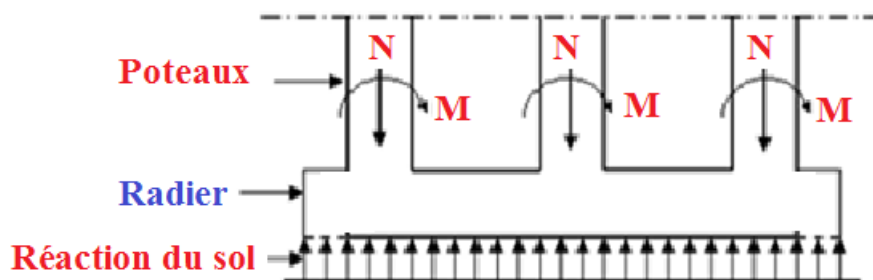


Figure 5.19: Schéma d'un radier général

5.8.4 . pré dimensionnement du radier :

A. Le débordement :

$$S \geq S_{\min} = \frac{N_{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{Sol}}} . \quad \text{Eq (5.38)}$$

S :surface de radier

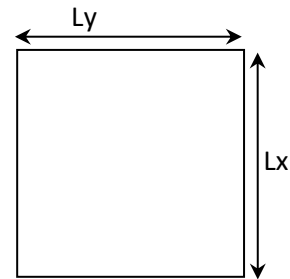
B. La hauteur totale du radier :

Pour des raisons de pratique (de coffrage), le radier sera débordé de 50cm de chaque coté.

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- condition forfaitaire ;
- condition de rigidité ;
- condition de non cisaillement ;
- condition de poinçonnement.

- Condition forfaitaire :



$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} . \quad \text{Eq (5.39)}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

- Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide , il faut :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Eq (5.40)}$$

Avec :Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{Eq (5.41)}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

I : inertie du radier

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad \text{Eq (5.42)}$$

B : largeur du radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \quad \text{Eq (5.43)}$$

- **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} \leq \overline{\tau}_b = \min \begin{cases} 0,07 f_{c28} \\ 3\text{Mpa} \end{cases} \quad \text{Eq (5.44)}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}][4]$$

τ_u : contrainte tangente ;

$\overline{\tau}_u$: contrainte tangente admissible ;

$T^{\max}$: effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_z^{\max})$$

-**Vérification des contraintes de sol sous le radier**

$$N_u = 1,35(G + P) + 1,5Q$$

P= Poids Propre de radier

$$\sigma = \frac{N}{A} < 1,33 \sigma_{sol} \quad \text{Eq (5.45)}$$

-Vérification de la stabilité du radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot Y, \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Eq (5.46)}$$

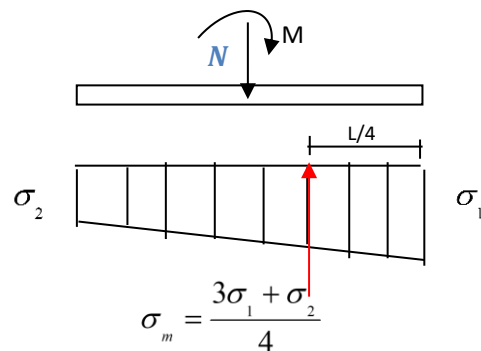
Il faut que vérifier que.

$$\sigma_{1,2} \geq 1,5 \sigma_{sol}, \quad \sigma_m \geq 1,5 \sigma_{sol}$$

$$M = M_r + H \cdot h$$

h : Hauteur de sous sol+

M_R : Moment de renversement



- Condition de non poinçonnement :

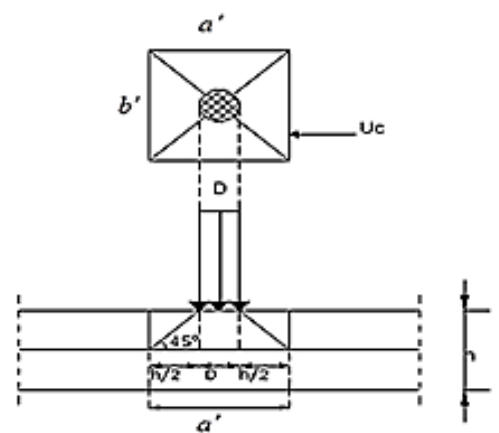
$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \quad \text{Eq (5.47)}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR.

$$U_c = 2(a' + b')$$



Avec :

$$a' = D + h \text{ et } b' = D + h$$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10}$$

Epaisseur de la dalle : e

$$e \geq \frac{L}{20}$$

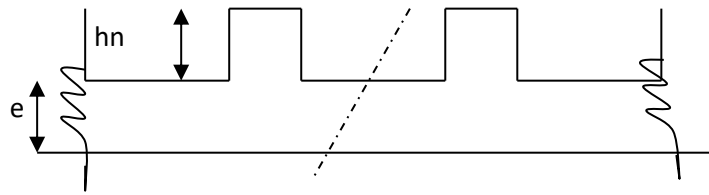


Figure 5.14: Dimensions du radier.

5.8.5. Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire
- Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :
- $0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$; $b_1 \leq \frac{Ly-b_0}{2}$ et $b_1 \leq \frac{Lx}{10}$; $\Leftrightarrow b = 2b_1 + b_0$

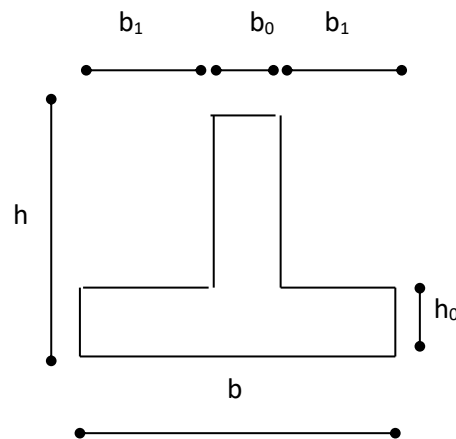


Figure 5.20: Dimensions de la poutre.

5.8.5 : ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Exercise

Exercice

6.1 Exercice N° 01 : Un bâtiment scolaire situé à Tlemcen, les poteaux des files (A) et (B) ont une section de $25 \times 40 \text{ cm}^2$, pour la file (C) la section est de $25 \times 30 \text{ cm}^2$. Les poutres ont un coffrage de $25 \times 50 \text{ cm}^2$ et $25 \times 30 \text{ cm}^2$ pour les chaînages, [le plancher est de type corps creux [16+4].

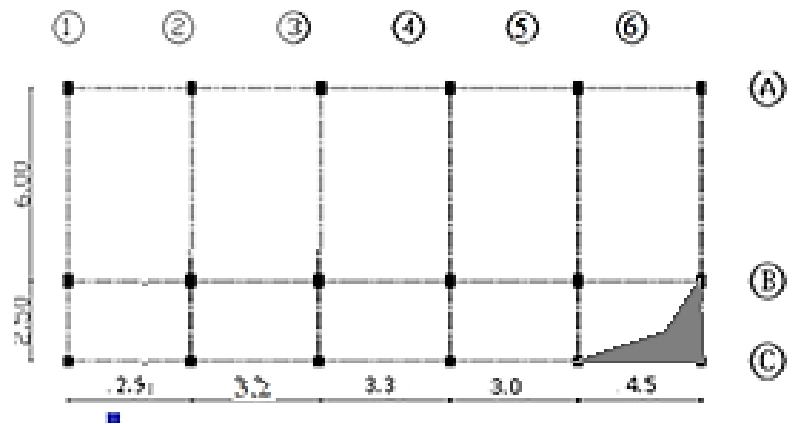
Avec :

Terrasse :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2, \quad G = 556.4 \text{ Kg/m}^2$$

Etage courant:

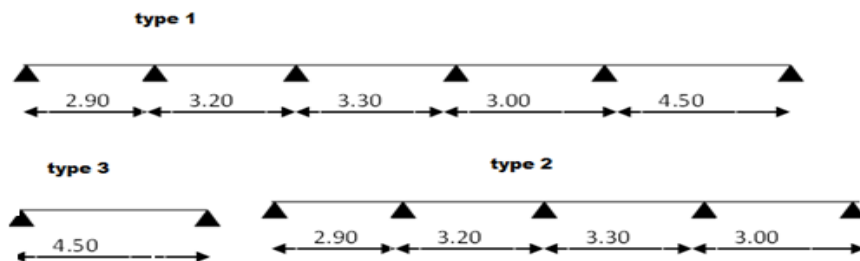
$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2, \quad G = 486 \text{ Kg/m}^2$$



- 1- Présenter les schémas statiques des poutrelles
- 2- Déterminer les sollicitations par la méthode forfaitaire pour les poutrelles de l'axe A et B

6.2 Correction de l'exercice N° 01

1- Les schémas statiques des poutrelles



1- Détermination de sollicitations a l'ELS Par la méthode forfaitaire pour le poutrelle de l'axe A

Vérification des conditions d'application:

1) Charge d'exploitation

✓ Terrasse : $Q = 100 \text{ Kg/m}^2 < 500 \text{ Kg/m}^2$, $Q < 2 \times 556.4 \text{ Kg/m}^2$

✓ Etage courant : $Q = 150 \text{ Kg/m}^2 < 500 \text{ Kg/m}^2$, $Q < 2 \times 486 \text{ Kg/m}^2$

- La Première condition est vérifiée.

2) Les poutrelles ont la même section dans toutes les travées

- La deuxième condition est vérifiée.

- La fissuration est peu nuisible.....cette condition est vérifiée.

4) La méthode forfaitaire est applicable même pour les poutres dont le rapport de portée de deux travées successives sort du domaine [0.8:1.25].

Exercise

Donc on conclut que la méthode forfaitaire est applicable pour les planchers de ce bâtiment.

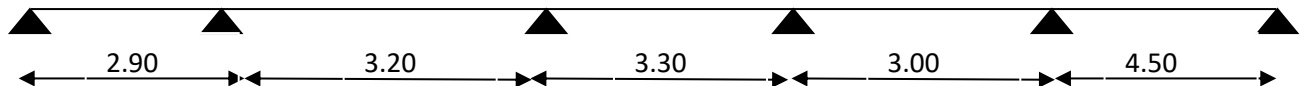
1. Calcul des constantes:

	Plancher étage courant	Plancher terrasse
$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0,6$	528.66 Kg/m	540.68 Kg/m
$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$	0.263	0.152
$1 + 0.3\alpha$	1.071	1.046
$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	0.535	0.523
$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$	0.653	0.623
$Q_{ser} = (G + Q) \times 0,6$	381.6 Kg/m	393.84 Kg/m

2. Calcul des sollicitations :

Type 1

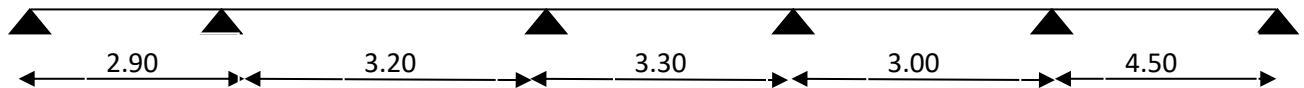
Etage courant



travée	1		2		3		4		5	
L	2.90		3.20		3.30		3.00		50	
M ₀	555.754		676.685		719.638		594.743		1338.171	
appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
coef	0.2	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.2
M _{app}	111.15	277.87	338.34	270.67	287.85	237.89	297.73	297.73	669.08	267.634
M _{t1}	400.562		445.299		482.701		369.278		964.493	
M _{t2}	353.113		362.282		385.278		318.412		850.243	
M _{tlim}	222.301		338.342		359.819		297.371		535.268	
M _{travée}	400.562		445.299		482.701		369.278		964.493	
T	683.19	849.92	879.69	812.02	872.89	872.89	763.25	822.72	1390.21	988.76

Exercise

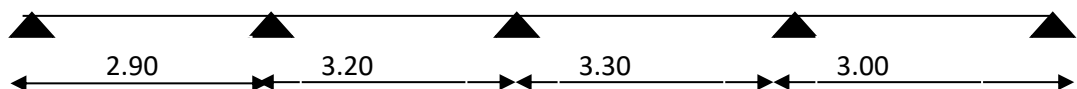
Terrasse:



travée	1		2		3		4		5	
L	2.90		3.20		3.30		3.00		50	
M ₀	568.39		692.08		736.01		608.27		1368.60	
appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
coef	0.2	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.2
M _{app}	113.68	284.19	346.04	276.83	294.40	294.40	243.30	304.13	684.30	273.721
M _{t1}	377.75		390.74		452.34		343.42		909.57	
M _{t2}	354.10		361.95		384.93		318.125		852.64	
M _{tlim}	227.35		346.03		368.00		304.14		547.44	
M _{travée}	377.75		390.74		452.34		343.42		909.576	
T	698.73	869.25	899.69	830.49	892.12	892.12	780.61	841.43	1421.83	1011.24

Type 2:

Terrasse:

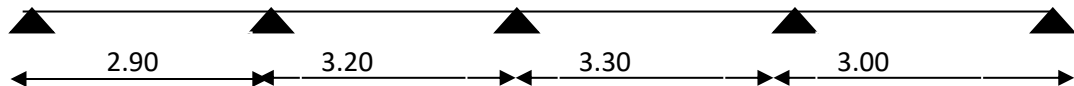


travée	1		2		3		4	
L	2.90		3.20		3.30		3.00	
M ₀	568.39		692.08		736.01		608.27	
appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
coef	0.2	0.5	0.5	0.4	0.4	0.5	0.5	0.2
M _{app}	113.68	284.19	346.04	276.83	294.40	368.00	304.13	121.65
M _{t1}	377.75		390.74		415.55		404.25	

Exercice

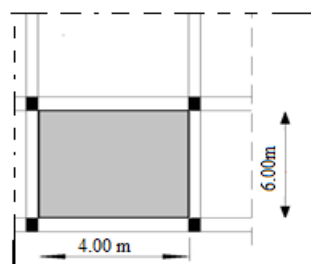
M_{t2}	354.10		361.95		384.93		378.95	
M_{tlim}	227.35		346.03		368.00		243.31	
$M_{travée}$	377.75		390.74		415.54		404.25	
T	698.73	869.25	899.69	830.49	855.33	928.93	902.266	719.78

Etage courant



travée	1		2		3		4	
L	2.90		3.20		3.30		3.00	
M_0	555.754		676.685		719.638		594.743	
appuis	1	2	2	3	3	4	4	5
coef	0.2	0.5	0.5	0.4	0.4	0.5	0.5	0.2
M_{app}	111.15	277.87	338.34	270.67	287.85	359.82	297.73	118.94
M_{t1}	400.562		445.299		446.89		428.81	
M_{t2}	353.113		362.282		385.01		377.66	
M_{tlim}	222.301		338.342		359.819		237.89	
$M_{travée}$	400.562		445.299		446.89		428.81	
T	683.19	849.92	879.69	812.02	836.31	908.271	882.20	703.779

6.3 Exercice 02 : Déterminer les Valeurs des moments en travées et sur appuis a l'ELU d'un panneau industrielle constitué d'une dalle en béton armé de 16 Cm d'épaisseur et d'une chape de mortier de 2.5 Cm. ce plancher reçoit une sure charge d'exploitation égale à 500Kg/m^2 , la masse volumique de mortier égale a 2000Kg/m^3



Exercice

6.4 Correction de l'exercice N° 02

1. Calcul la charge par unité d'aire :

$$P = 1.35 G + 1.5Q \quad \text{à l'ELU}$$

$$G = 0.16 \times 2500 + 0.025 \times 2000 = 450 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 450 + 1.5 \times 500) \times 1 \text{ m} = 1357.5 \text{ Kg/ml} = 13.575 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = l_x / l_y = 4/6 = 0.66$$

$$\mu_x = 0.0816; \mu_y = 0.541$$

Calcul des moments de flexion maximaux M_{ox} et M_{oy} au centre de la dalle en la considérant sur son contour :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0816 \times 13.575 \times 4^2 = 17.72 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.541 \times 17.72 = 9.59 \text{ KN.m/ml}$$

2. Affectation de fraction forfaitaire de M_{ox} et M_{oy} selon le processus suivant :

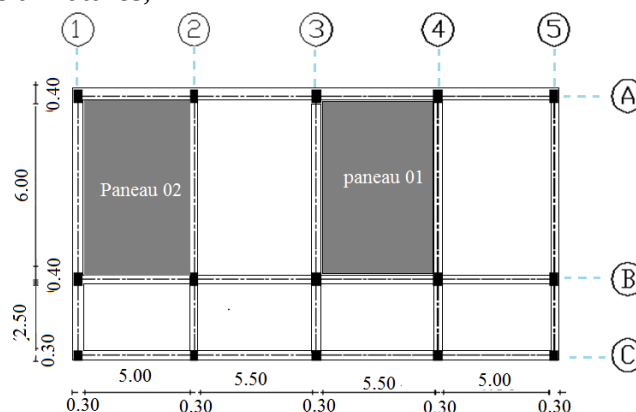
- Pour un panneau intermédiaire :

$$\begin{array}{l} \text{Moments en travée} \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 13.29 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 7.19 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right. \\ \text{Moments en appuis} \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -0,5 M_{ox} = -8.86 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ay} = -0,5 M_{oy} = -4.79 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

6.5 Exercice 03

Les deux panneaux indiquer sur la figure ci-après, constitué d'une dalle en béton armé d'un bâtiment administratif R+1

- 1- Dimensionner et évaluer les sollicitations à l'ELU des deux panneaux
- 2- Déterminer la section des armatures,



Exercice

On donne :

1- Les charges verticales

Plancher	étage courant	Terrasse inaccessible
La charge permanente G[KN/m ²]	5.50	7.00
La surcharge d'exploitation Q[KN/m ²]	2.5	1.0

2- Les armatures longitudinales sont en acier FeE400.

3- Le béton a pour résistance à la compression à 28j $f_{c28}=20$ Mpa.

4- La majorité des charges n'est appliquée qu'après 90 jours.

6.5 Correction de l'exercice N° 03

a. Pré dimensionnement des planchers :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on doit prendre en compte les deux paramètres suivants :

a. Le type de la dalle b- le type de travée

Toutes les travées étudiées sont des travées intermédiaires.

Les dimensions de deux panneaux illustrées sur le tableau ci-dessous.

Panneau	Type de travée	Lx [cm]	Ly [cm]	ρ	Remarque	$hd = \left[\frac{lx}{50} - \frac{ly}{40} \right]$ (cm)
1	Travée intermédiaire	5.00	6.00	0,83	La dalle porte 2 directions	12
2	Travée intermédiaire	5.50	6.00	0.92	La dalle porte 2 directions	12

Tableau I.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine.

Pour une bonne isolation acoustique : $hd \geq 16$ cm

Alors on prend $hd=16$ cm

1- Détermination des sollicitations Pour l'Etage courant

On à $G = 5,5$ KN/m².

$Q = 2,5$ KN/m²

La charge à L' ELU pour une bande de 1 m de largeur est :

Exercice

ELUR → $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 11,17 \text{ KN/ml}$

La charge à l'ELS pour une bande de 1 m de largeur est :

ELS → $q_s = G + P = 8,00 \text{ KN/ml}$

Le tableau ci-après regroupe les valeurs des moments statiques ainsi que les moments en travées et sur appuis (gauche et droite) à l'ELU pour les deux panneaux

Panneaux	Sens	L (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	μ_u (tableau)	M_0^u KN.m	M_t^u [KN.m]	M_{ag}^u [KN.m]	M_{ad}^u [KN.m]
P₁	xx	5	0,83	0,0531	14.82	12.60	- 4.44	- 7.41
	yy	6	0,83	0,649	9.61	8.17	-2.88	-4.80
P₂	xx	5.5	0.92	0,0438	14.79	11.09	- 7,39	- 7,39
	yy	6	0.92	0.819	12.11	9.08	-6.05	-6.05
Max (M_{xx})						12.60	- 7,41	- 7,41
Max (M_{yy})						9.57	- 6.05	- 6.05

Tableau I.1. Les moments en travées et sur appuis pour les deux panneaux

2- Calcul de ferrailage :

Les armatures de la dalle sont porteuses dans les 2 sens avec :

A. Détermination des armatures longitudinales:

La dalle est une pièce rectangulaire soumise à la flexion simple

Sens x – x :

1. En travée :

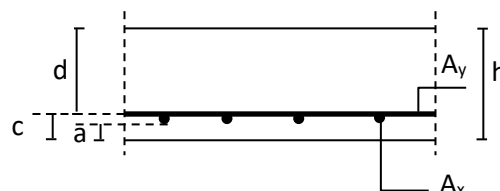
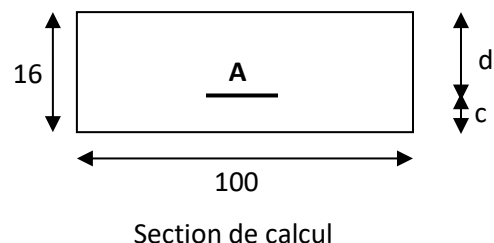
Section de calcul :

La valeur de d :

$$C \geq 0.9 \times h d \Rightarrow C = 1,5 \text{ cm}$$

$$d = h d - C = 16 - 1,5 \Rightarrow d = 14,5 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales :



Exercice

ELUR :

$$M_t^u = 12.60 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situation normale.}$$

$$\sigma_b = 11.33 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{12600}{11.33 \times 100 \times 14.5^2} = 0.053$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 \quad (\text{acier FeE400}) \rightarrow \begin{cases} A' \text{ n'existe pas} \\ 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.97$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12600}{348 \times 0.970 \times 14.5}$$

$$A_t^u = 2.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \max (A_{\min}^1; A_{\min}^2, A_{\min}^3)$$

Condition de non fragilité : [BAEL 91 / B7.4]

$$A_{\min}^1 = \rho_x \times b \times d$$

Avec :

ρ_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x.

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}$$

Exercice

Avec :

$\rho_0 = 0,0008$ à taux des armatures dans la section pour des aciers à haute adhérence de classe FeE400.

$$\Rightarrow \rho_x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.92}{2} = 0.00083$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,00083 \times 100 \times 14,5$$

$$A_{\min}^1 = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^2 = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d ; f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 1.8 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min}^2 = 0.23 \frac{1.8}{400} \times 100 \times 14.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x}^3 = \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} A_{\min y}^3 ; A_{\min y}^3 = \begin{cases} 12h & \text{R. L} \\ 8h & \text{HA 400} \\ 6h & \text{HA 500} \end{cases} . A_{\min y}^3 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x}^3 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,57 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_t^s = 8.98 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} - \text{ Section rectangulaire} \\ - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Acier FeE400} \\ - \text{ Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{12.54}{8.98} = 1.39 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

$$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

② Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σ_s

Exercice

De ① et ② $\Rightarrow$ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

- Choix des armatures :

$$4T10 / ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

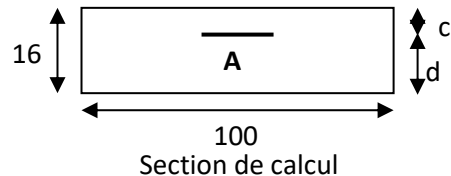
2. Aux appuis(meme méthode) :

$$\text{ELU} : M_a^u = - 7,603 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a^s = - 5.28 \text{ KN.m}$$

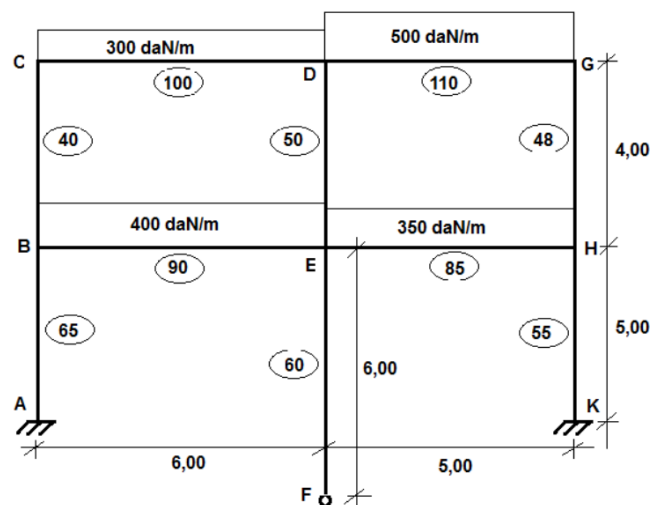
Choix des armatures :

$$4T10 / ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$



6.6 Exercice N°4[17] :

Soit le portique schématisé sur la figure ci-dessous, déterminer les moments fléchissant continuité dans les différents nœuds en utilisant la méthode de Caquot.



6.7 Correction de l'exercice N° 04

Nœud B : le nœud B est un nœud de rive.

$$l'_e = 0,8.l_e = 0,8.6,0 = 4,8 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,9.h_n = 0,9.4,0 = 3,6 \text{ m}$$

$$h'_s = 0,8.h_s = 0,8.5,0 = 4,0 \text{ m}$$

La charge à droite du nœud : $p_e = 400 \text{ daN/m}$, par contre $p_w = 0$ Les différentes rigidités :

Les différentes rigidités

$$K_e = \frac{I_e}{l'_e} = \frac{90}{4,8} = 18,75 ; K_n = \frac{I_n}{h'_n} = \frac{40}{3,6} = 11,11 ; K_s = \frac{I_s}{h'_s} = \frac{65}{4,0} = 16,25$$

Exercise

La rigidité totale : $D = 18,75 + 11,11 + 16,25 = 46,11$

Les moments :

$$M'_w = \frac{p_w \cdot (l'_w)^2}{8,5} = 0 \quad (p_w = 0);$$

$$M'_e = \frac{p_e \cdot (l'_e)^2}{8,5} = (400,4,8^2)/8,5 = 1084,24 \text{ daN.m}$$

Les moments de continuité au nœud B sont :

$$M_w = M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) + M'_e \cdot \frac{K_w}{D} = 0$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D} = 1084,24 \cdot (1 - 18,75/46,11) + 0 = 643,35 \text{ daN.m}$$

$$M_n = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_n}{D} = (1084,24 - 0) \cdot 11,11/46,11 = 261,24 \text{ daN.m}$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_s}{D} = (1084,24 - 0) \cdot 16,25/46,11 = 382,11 \text{ daN.m}$$

Nœud E : est un nœud voisin du nœud de rive B.

$$K_{nB} + K_{sB} = 11,11 + 16,25 = 27,36 < 1,5 \cdot K_{eB} = 1,5 \cdot 18,75 = 28,12, \text{ donc :}$$

$$\chi_B = 1 - \frac{K_{nB} + K_{sB}}{7,5 \cdot K_{eB}} = 1 - \frac{27,36}{7,5 \cdot 18,75} = 0,805$$

$$l_w = \chi_B l_w = 0,805 \cdot 6,0 = 4,83 \text{ m}$$

Pour le nœud H qui est un nœud de rive, on calcule :

$$l'_w = 0,8 \cdot l_w = 0,8 \cdot 5,0 = 4,0 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,9 \cdot h_n = 0,9 \cdot 4,0 = 3,6 \text{ m (nœud H appartient à l'avant dernier étage)}$$

$$h'_s = 0,8 \cdot h_s = 0,8 \cdot 5,0 = 4,0 \text{ m}$$

Ensuite,

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} = \frac{85}{4,0} = 21,25 ; \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} = \frac{48}{3,6} = 13,33 ; \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s} = \frac{55}{4,0} = 13,75$$

$$K_{nH} + K_{sH} = 13,33 + 13,75 = 27,08 < 1,5 \cdot K_{wH} = 1,5 \cdot 21,25 = 31,87, \text{ donc :}$$

$$\chi_H = 1 - \frac{K_{nH} + K_{sH}}{7,5 \cdot K_{eH}} = 1 - \frac{27,08}{7,5 \cdot 21,25} = 0,83$$

$$l_e = \chi_H l_e = 0,83 \cdot 5,0 = 4,15 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,9 \cdot h_n = 0,9 \cdot 4,0 = 3,6 \text{ m (nœud E appartient à l'avant dernier étage)}$$

$$h'_s = h_s = 6,0 \text{ m (poteau articulé à sa base)}.$$

Exercice

Les rigidités :

$$K_w = \frac{l_w}{l'_w} = \frac{90}{4,83} = 18,63 ; K_n = \frac{l_n}{h'_n} = \frac{50}{3,6} = 13,89 ; K_s = \frac{l_s}{h'_s} = \frac{60}{6,0} = 10$$

$$K_e = \frac{l_e}{l'_e} = \frac{85}{4,15} = 20,48$$

La rigidité totale DE = 20,48 + 18,62 + 13,89 + 10 = 62,99 ≈ 63,00

$$M'_w = \frac{p_w \cdot (l'_w)^2}{8,5} = \frac{400 \cdot 4,83^2}{8,5} = 1097,83 \text{ daN.m}$$

$$= M'_e = \frac{p_e \cdot (l'_e)^2}{8,5} = \frac{350 \cdot 4,15^2}{8,5} = 709,16 \text{ daN.m.}$$

Enfin, les moments de continuité dans le nœud E sont :

$$M_w = M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) + M'_e \cdot \frac{K_w}{D} = 1097,83 \cdot (1 - 18,63/63) + 709,16 \cdot (18,63/63) = 982,89 \text{ daN.m}$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D} = 709,16 \cdot (1 - 20,48/63) + 1097,83 \cdot (20,48/63) = 835,51 \text{ daN.m}$$

$$M_n = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_n}{D} = (709,16 - 1097,83) \cdot 13,89/63 = - 85,69 \text{ daN.m}$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_s}{D} = (709,16 - 1097,83) \cdot 10/63 = - 61,67 \text{ daN.m.}$$

On procède de la même manière pour les autres nœuds et on reporte les résultats dans le tableau ci-après.

Nœuds	B	C	D	E	G	H
Travée intermédiaire : $l'_w = 0,8 \cdot l_w$ $l'_e = 0,8 \cdot l_e$						
Nœud de rive : $l'_{e(w)} = 0,8 \cdot l_{e(w)}$	4,8	4,8			4,0	4,0
Nœud voisin d'un nœud de rive : $l'_{wi} = \chi_{i-1} \cdot l_{wi}$ ou $l'_{ei} = \chi_{i+1} \cdot l_{ei}$, avec : $\chi_{i-1} = 0,8$ si $[K_{s(i-1)} + K_{n(i-1)}] \geq 1,5 K_{e(i-1)}$ $\chi_{i-1} = 1 - [K_{s(i-1)} + K_{n(i-1)}] / 7,5 K_{e(i-1)}$ si $[K_{s(i-1)} + K_{n(i-1)}] < 1,5 K_{e(i-1)}$			5,52 4,63	4,83 4,15		
$h'_n = 0,8 \cdot h_n$: cas général		0	0		0	3,6
$h'_n = 0,9 \cdot h_n$: nœud appartient à l'avant dernier étage.	3,6			3,6		
$h'_s = 0,8 \cdot h_s$: cas général	4,0	3,2	3,2		3,2	4,0
$h'_s = h_s$: poteau articulé à sa base				6,0		
p_w	0	0	300	400	500	350
p_e	400	300	500	350	0	0

Exercice

Nœuds	B	C	D	E	G	H
$K_w = \frac{I_w}{l'_w}$	0	0	18,11	18,63	27,5	21,35
$K_e = \frac{I_e}{l'_e}$	18,75	20,83	23,76	20,48	0	0
$K_n = \frac{I_n}{h'_n}$	11,11	0	0	13,89	0	13,33
$K_s = \frac{I_s}{h'_s}$	16,25	12,5	15,6	10	15	13,75
$D = K_w + K_e + K_n + K_s$	46,11	33,33	57,47	63	42,5	48,33
$M'_w = \frac{p_w \cdot (l'_w)^2}{8,5}$	0	0	1075,4	1097,83	941,17	658,82
$M'_e = \frac{p_e \cdot (l'_e)^2}{8,5}$	1084,24	813,17	1261	709,16	0	0
$M_w = M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) + M'_e \frac{K_w}{D}$	0	0	1133,77	982,89	332,17	369,14
$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$	643,35	304,97	1184,27	835,51	0	0
$M_n = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_n}{D}$	261,24	0	0	85,69	0	-187,7
$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_s}{D}$	382,11	304,97	50,38	61,67	-332,17	-187,43

Calcul des moments maximaux dans les différentes travées :

$$L'abscisse : x_{tm} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{p \cdot l} \right) \quad \text{et le moment max. : } M_{tm} = \frac{p \cdot x_{tm}^2}{2} + M_w$$

Travée	M_w	M_e	p	l	x_{tm}	M_{tm}
BE	643,35	982,89	400	6,0	3,14	1328,86
EH	835,51	369,14	350	5	2,23	34,74
CD	304,97	1133,77	300	6,0	3,46	1490,7
DG	1184,27	332,17	500	5,0	2,16	-17,87

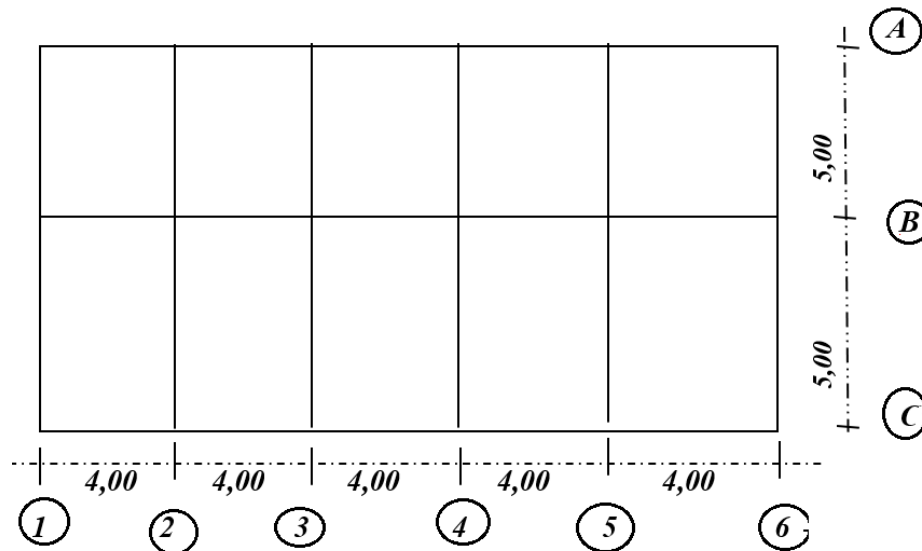
Exercice

6.8 Exercice N° 05[8]

Soit un bâtiment R+4(zone I); poteaux 30/40 ; Poutres principales 30/50 poutres secondaires 30/30 ; hauteur d'étage $h=3,00$ m, surface du plancher $S= 200 \text{ m}^2$ le module $E= 10^6 \text{ KN/M}^2$; calculer :

- l'effort sismique repris par le portique d'axe 3 et C ?
- Le déplacement transversal au sommet du bâtiment ?

L'effort sismique à la base $V=100 \text{ KN}$; $F_t=0$ les planchers ont les mêmes charges permanentes $G= 5 \text{ KN/m}^2$ et d'exploitations $Q= 1,75 \text{ KN/m}^2$



6.9 Correction de l'exercice N° 05

1. Calcul des raideurs des barres :

Raideur du poteau parallèle à l'axe des y $k_y = 0,3 \cdot 0,4^3 / 12 \cdot 3 = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

Raideur du poteau parallèle à l'axe des x $k_x = 0,4 \cdot 0,3^3 / 12 \cdot 3 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

Raideur de la poutre principale $k = 0,3 \cdot 0,5^3 / 12 \cdot 5 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

Raideur de la poutre secondaire $k = 0,3 \cdot 0,3^3 / 12 \cdot 4 = 1,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

2. Calcul des coefficients du Muto et les coefficients K :

a) Portique transversal :

	Poteau central		poteau de rive	
	a	$\bar{K}$	a	$\bar{K}$
RDC	0,66	2,4	0,53	1,2
Etage courant	0,55	2,4	0,38	1,2

Exercice

b) Portique longitudinal :

	Poteau central		poteau de rive	
	a	$\overline{K}$	a	$\overline{K}$
RDC	0,52	1,13	0,42	0,57
Etage courant	0,36	1,13	0,22	0,57

3. Calcul des rigidités des portiques :

a) Portique transversal :

$R_{ji} = (12E/h^3) \sum a_i I_i$; le portique transversal est composé de 3 poteaux

Niveau	Rigidité [KN/M]
RDC	1147
Etage courant	874

b) Portique longitudinal :

Le portique longitudinal est composé de 6 poteaux

Niveau	Rigidité [KN/M]
RDC	1168
Etage courant	752

4. Calcul des rigidités des étages R^* :

a) Portique transversal :

Niveau	Rigidité [KN/M]
RDC	$6,88 \cdot 10^3$
Etage courant	$5,24 \cdot 10^3$

b) Portique longitudinal :

Niveau	Rigidité [KN/M]
RDC	$3,50 \cdot 10^3$
Etage courant	$2,26 \cdot 10^3$

Exercice

5. Calcul des déplacements :

a) Calcul des efforts sismiques F_j repris par chaque niveau :

$$F_j = (V - F_t) W_j h_j / \sum W_j h_j \text{ avec } W_j = W_{gj} + \beta W_{qj}$$

($\beta = 0,2$ habitation) surface des planchers $S = 200 \text{ m}^2$

Force sismique F_j pour les différents niveaux :

$$F_1 = 6,67 \text{ KN}; F_2 = 13,33 \text{ KN}; F_3 = 20 \text{ KN}; F_4 = 26,67 \text{ KN}; F_5 = 33,33 \text{ KN}$$

Donc on a $\sum F_j = V - F_t = 100 \text{ KN}$

$$V_1 = 6,67 \text{ KN}; V_2 = 20 \text{ KN}; V_3 = 40 \text{ KN}; V_4 = 66,67 \text{ KN}; V_5 = 100 \text{ KN};$$

Le déplacement au sommet du bâtiment est la somme des déplacements relatifs des étages

- Rigidité totale parallèle à l'axe des Y d'un étage j : $R_{jx}^* = \sum R_{jx} = (12E/h^3) \sum a_i I_{ix}$
- Rigidité totale parallèle à l'axe des X d'un étage j : $R_{jy}^* = \sum R_{jy} = (12E/h^3) \sum a_i I_{iy}$

Donc le déplacement transversale de l'étage j parallèle à l'axe des X : $\Delta_{jy} = F_{jy} / R_{jy}^*$

b) Déplacements transversale et longitudinal Δ_{jy} et Δ_{jx}

Niveau	Déplacement parallèle à l'axe des y Δ_{jx} (cm)	Déplacement parallèle à l'axe des x Δ_{jy} (cm)
Rdc	0,48	1,91
1 ^{er} Etage	2,54	5,90
2 ^{er} Etage	3,81	8,85
3 ^{er} Etage	5,09	11,80
Terrasse	6,36	14,74
	18,28	43,20
$D^{\text{eplct}}_{\text{total}}$		

6. Calcul du centre de torsion C (x_c et y_c)

$$x_c = (\sum R_{xi} x_i) / R_{xi}^* \text{ et } y_c = (\sum R_{yi} y_i) / R_{yi}^*$$

Par raison de symetrie le centre de torsion est confondu avec le centre de masse

$$(x_c; y_c) = (10,5) = (x_g; y_g)$$

$$x_c = (\sum R_{xi}^* x_i) / \sum R_{xi}^* \text{ avec } x_1=0; x_2=4; x_3=8; x_4=12; x_5=16; x_6=20$$

Dans un étage la rigidité de tous les portiques transversaux est la même donc

$$x_c = (0+4+8+12+16+20)/6 = 10 \text{ m}$$

$$y_c = (\sum R_{yi}^* y_i) / \sum R_{yi}^* \text{ avec } y_1=0; y_2=5; y_3=10 \text{ donc } y_c = (0+5+10)/3 = 5 \text{ m}$$

D'après le plan du bâtiment on $x_G = 10\text{m}$ et $y_G = 5\text{m}$; donc l'excentricité est nulle dans les 2 directions

Exercice

La condition de l'RPA pour l'excentricité minimale n'est pas vérifiée pour tous les niveaux et pour les 2 directions puisque

$$- (x_c - x_g) \leq 0,05 \cdot 20 \quad \text{et} \quad (y_c - y_g) \leq 0,05 \cdot 10$$

Avec $x_g = 10$ m et $y_g = 5$ m donc on applique l'excentricité minimale

$$x_c = x_g + 5\% \cdot L = 10 + 0,05 \cdot 20 = 11 \text{ m} ; y_c = y_g + 5\% \cdot l = 5 + 0,05 \cdot 10 = 5,50 \text{ m}$$

Donc les nouvelles coordonnées du centre de torsion suivant le repère (OXY) est comme suit $X_1 = -11,0$; $X_2 = -7,0$; $X_3 = -3,0$; $X_4 = +1,0$; $X_5 = +5,0$; $X_6 = +9,0$; $Y_1 = -5,5$; $Y_2 = -0,5$; $Y_3 = +4,5$

La rigidité polaire de chaque étage est donnée par la relation suivante :

$$R_{j\theta} = \sum R_{jx} (X_j)^2 + \sum R_{jy} (Y_j)^2 ;$$

Rigidité polaire de chaque étage est comme suit :

	Rigidité polaire
RDC	$2,14 \cdot 10^6$
Etage courant	$1,61 \cdot 10^6$

8. Portique le plus sollicité vis-à-vis des efforts sismiques :

L'effort tranchant repris par chaque portique est fonction de sa rigidité et de sa position, pour les portiques de même rigidités les portiques les plus éloignés du centre de torsion sont les plus sollicités, pour notre exemple dans le sens transversale c'est le portique d'axe 1 ($X_1 = 11,0$) et dans le sens longitudinal c'est le portique d'axe C ($Y_C = 5,5$) L'effort tranchant repris par chaque portique

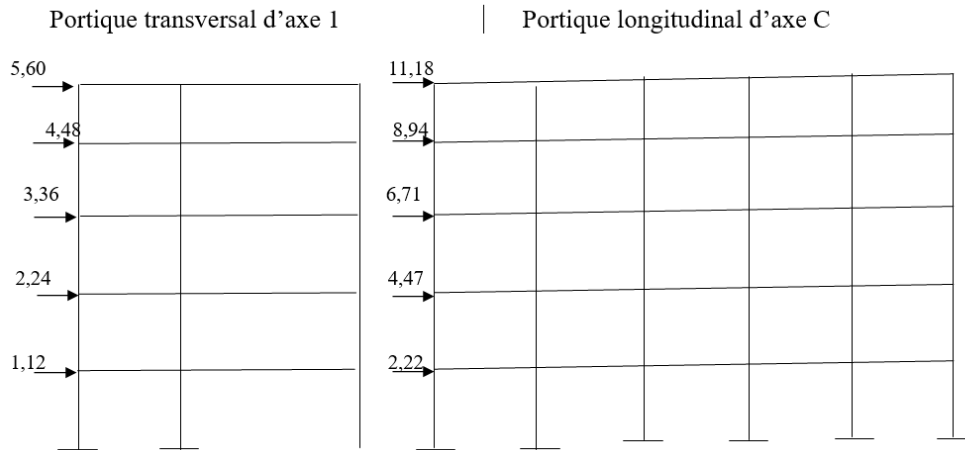
$$T_{jk} = [(V_j R_{jk}) / \sum R_{ji}] + [(V_j X_G R_{jk} X_{jk}) / R_{j\theta}] \quad \text{portique transversal}$$

$$T_{jk} = [(V_j R_{jk}) / \sum R_{ji}] + [(V_j Y_G R_{jk} Y_{jk}) / R_{j\theta}] \quad \text{portique longitudinal}$$

$X_G = 1,0$ m et $Y_G = 0,50$ m les excentricités suivant x et y , finalement les efforts tranchants repris par les portiques extrêmes sont comme suit :

Effort tranchant (KN)	Portique Axe 1 transversal	Portique Axe C longitudinal
Rdc	1,12	2,22
1 ^{er} Etage	2,24	4,47
2 ^{er} Etage	3,36	6,71
3 ^{er} Etage	4,48	8,94
Terrasse	5,60	11,18

Exercice



6.10 Exercice N° 06

Une semelle continue sous un mur d'épaisseur $a=20\text{cm}$. En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle

1. Déterminer les dimensions de la semelle.
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle à l'état limite ultime.
3. Schématiser les dessins de ferrailage de la semelle

On donne :

- ✓ La charge permanente : $G=0.35\text{ MN}$
- ✓ La surcharge d'exploitation $Q=0.05\text{ MN}$

-Caractéristiques des matériaux :

- Béton..... $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Acier F_{eE400}

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise : $\sigma_{\text{sol}}= 0.75\text{ MPa}$

6.11 Correction de l'exercice N° 06

1. Calcul des dimensions de la semelle

$$S = \frac{0.35 + 0.05}{0.75} = 0.53\text{ m}^2 \quad \Rightarrow B = S / 1\text{m} = 0.47 / 1 = 0.53\text{m}$$

On prend : **$B=0.60\text{m}$**

$$d = B - b / 4 \Rightarrow d = 0.6 - 0.2 / 4 = 0.1\text{m} \quad \text{on prend } d=20\text{cm et } h= 25\text{ cm}$$

$$\sigma = (G + Q + p \cdot \text{semelle}) / \text{aire surface portante}$$

$$\sigma = [0.35 + 0.05 + (0.025 \times 0.6 \times 0.25)] / 0.6 = 0.67\text{Mpa}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

2. Calcul des sections d'acier

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\mathbf{0.5475\text{MN}}$$

- **Nappe inférieure:**

$$A_{sx} = \frac{N_s(B-b)}{8df_m} = \frac{0.547(0.6-0.2)}{8 \times 0.2 \times 348} = 3.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

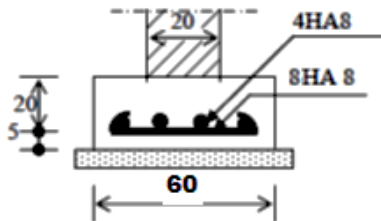
- **Nappe supérieure:**

$$A_{sy} = A_{sx} / 4 = 0.98 \text{ Cm}^2 \text{ par mètre}$$

Choix des aciers :

Asx : 8HA8 (4.24Cm²)

Asy : section minimale d'aciers est 2cm² soit 4HA 8



6.12 Exercice N° 07

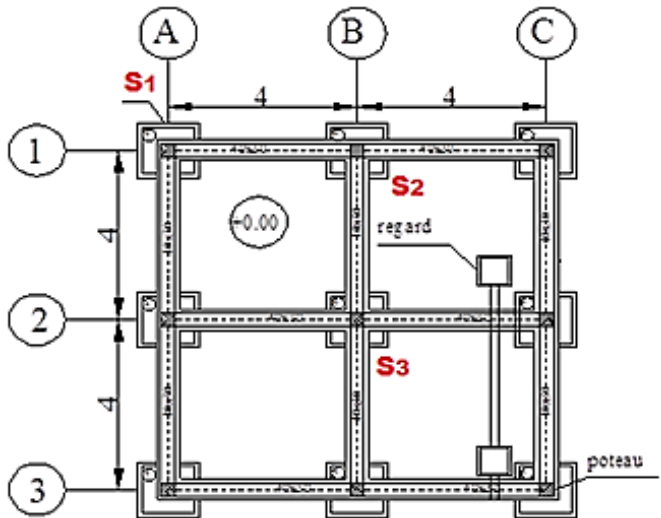
Vérifier les dimensions et ferrailler la semelle isolé S1 (Figure 2) supporte un poteau rectangulaire de section : (30x40)cm² qui lui transmet.

-à l'ELS un effort normal de 0.18MN/m^2

-à l'ELU un effort normal de 0.25MN/m^2

On donne :

- Largeur de la semelle : 130 Cm
- Longueur de la semelle : 175 Cm
- Hauteur de la semelle $h=40\text{Cm}$
- Enrobage des aciers : 5 Cm
- Caractéristiques des matériaux :
 - o Béton..... $f_{c28}=30\text{ MPa}$
 - o Acier FeE500
- Caractéristique du sol :
Contrainte admise (- ELS : $\sigma_{\text{sol}}=0.32\text{ MPa}$)



6.13 Correction de l'exercice N° 07

-à l'ELS

$$N_s = 2.88 \text{ MN}$$

-à l'ELU

$$\text{Nu}=4.00\text{MN}$$

$$S = N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol} = 9.00 \text{m}^2$$

Exercice

- Largeur de la semelle : $A = \sqrt{\frac{S \times a}{b}} = 1.59 \text{ m} \text{ --- } A = 2.75 \text{ m}$

- Longueur de la semelle : $B = \sqrt{\frac{S \times b}{a}} = 3.46 \text{ m} \text{ --- } B = 3.50 \text{ m}$

- Hauteur de la semelle $h = \max((A-a)/4 ; (B-b)/4) + 5 \text{ cm} = 82.5 \text{ cm} \text{ --- } h = 85 \text{ cm}$

1. Vérification de la dimension de la semelle S1

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N_s + P_p(\text{semelle})}{S} = \frac{2.88 + 0.025 \times 2.75 \times 3.50 \times 0.85}{2.75 \times 3.50} = 0.32 \text{ Mpa} \leq 0.32 \text{ Mpa} \quad \dots \text{C.V.}$$

2. Calcul de la section d'acier

$$N_u = 4.00 \text{ MN}$$

2-1 La nappe inférieure

$$A_{s//A} = \frac{N_u(B-b)}{8d f_{su}}, \quad f_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A_{s//A} = 41.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 14 \text{ HA20} (43.96 \text{ cm}^2)$$

2-1 La nappe supérieure

$$A_{s//A} = \frac{N_u(A-a)}{8d f_{su}}, \quad f_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A_{s//A} = 33.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 11 \text{ HA20} (34.54 \text{ cm}^2)$$

6.14 Exercice 08:

Un bâtiment en béton armé repose sur un radier général, ce dernier est débordé de 50 cm de chaque côté :
- On demande de dimensionner le radier

- On donne :

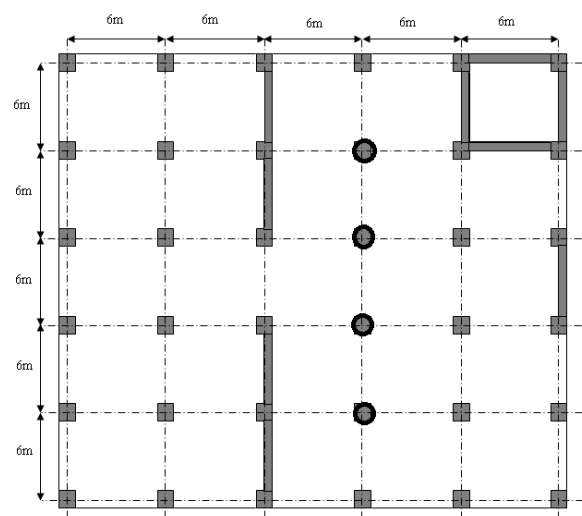
o Béton..... $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; E : module d'Young du béton ($E = 3.10^4 \text{ Mpa}$) ;

o Caractéristique du sol :

- coefficient d'élasticité du sol pour un sol de densité moyenne, $K = 50 \text{ MN/m}^3$

o L'effort normal maximal, $N_{u \max} = 6660 \text{ kN}$ appliquée par un poteau de section circulaire à un diamètre $D = 95 \text{ cm}$.

o les efforts tranchants maximales : $T_x = 352 \text{ kN}$; $T_z = 352 \text{ kN}$.



Exercice

6.15 Correction de l'exercice N° 08

A. La hauteur totale du radier :

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- condition forfaitaire ;
- condition de rigidité ;
- condition de non cisaillement ;
- condition de poinçonnement.

a- Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6m \Rightarrow 0.75m \leq h \leq 1.2m$$

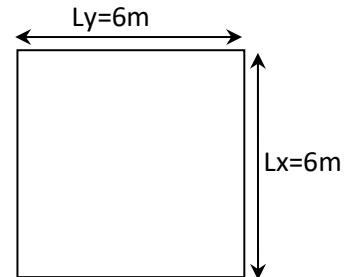


Fig.IX.2. Dimensions d'un

panneau de dalle le plus

b- Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide , il faut :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$\text{Le : longueur élastique donnée par : } L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

$$\text{I : inertie du radier (I = } \frac{b \times h^3}{12} \text{) ;}$$

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=6m.$$

Exercise

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1.02m$$

c- Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.4$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : contrainte tangente ;

$\overline{\tau}_u$: contrainte tangente admissible ;

$T^{\max}$: effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_z^{\max})$$

$T_x = 352 \text{ KN}$; $T_z = 352 \text{ KN}$.

$$T^{\max} = 352 \text{ KN}.$$

$$h \geq \frac{352}{0.9 \times 1 \times 1.4 \times 10^3} = 0.28m \Rightarrow h \geq 0.28m$$

d- Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR.

$$U_c = 2(a' + b')$$

Exercice

Avec :

$$a' = D + h \quad \text{et} \quad b' = D + h$$

Donc :

$$U_c = 4(D+h) = 4(0.95+h)$$

L'inégalité (1) devient :

$$2280h + 2400h^2 - 6622.973 \geq 0$$

$$\Rightarrow h = 1.18m$$

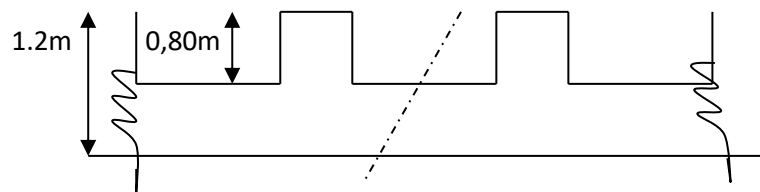
Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 1.2m$

A.1. La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{600}{10} = 60\text{cm}$$

On prendra $h_n = 80 \text{ cm}$.



Dimensions du radier.

A.2. Epaisseur de la dalle : e

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{600}{20} = 40\text{cm}$$

On prendra $e = 40\text{cm}$

B. Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

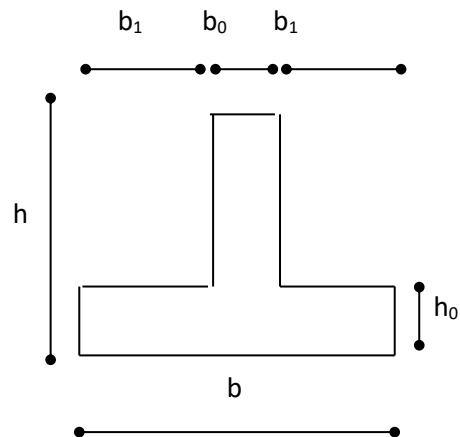
$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

Exercice

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$L_x = 600\text{cm} ; L_y = 600\text{cm}.$$

	Poutres/ xx	Poutres /yy
h (cm)	120	120
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	50	50
b ₁ (cm)	60	60
b (cm)	170	170



6.16 Exercice N° 09

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire $a=35\text{cm}$, $b=50\text{cm}$ soumis à la flexion composé .

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
(A :largeur ,B:longueur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle.
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle, respecter les dispositions Constructives.

On donne :

-à l'ELS

$$N_s = 0.72\text{MN} ; M_s = 0.41\text{MNm}$$

-à l'ELU

$$N_u = 1.08\text{MN} ; M_u = 0.59\text{MNm}$$

-Caractéristiques des matériaux :

o Béton..... $f_{c28} = 30\text{ MPa}$

o Acier F_{e500}

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise (- ELS : $\sigma_{sol} = 0.32\text{ MPa}$ - ELU : $\sigma_{sol} = 0.47\text{ MPa}$)

6.17 Correction de l'exercice N° 09

1 Les dimensions en plan et en élévation de la semelle

1) Détermination de l'excentricité

$$e_0 = \text{MAX}\{e_{0ser} | e_{0u}\} ;$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.41}{0.72} = 0.569\text{m}$$

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.59}{1.08} = 0.546\text{m}$$

Alors $e_0 = 0.569\text{m}$

Exercice

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0,7B$$

$6e_0 = 3,4\text{m}$ tanque B est inférieure à $3,4\text{m}$, donc $e_0 > \frac{B}{6}$

$$\frac{2N_{ser}}{3A \cdot \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1,33\overline{\sigma_{sol}}$$

$$3 \times 0,7 B \left(\frac{B}{2} - 0,569\right) \geq \frac{2 \times 0,72}{1,33 \times 0,32} \Rightarrow 1,05B^2 - 1,19B - 3,38 \geq 0$$

Solution d'une équation de deuxième degré

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$\Delta = -b^2 - 4ac \quad x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\Delta = 15,62$$

$$B \geq 2,45\text{m}$$

On choisit $B = 2,50\text{m}$ et $A = 1,75\text{m}$

-Hauteur de la semelle $h = \max((A-a)/4; (B-b)/4) + 5\text{ cm} = 55\text{cm}$

2 Vérification de la dimension de la semelle S

$$\frac{2(N_{ser} + ps)}{3A \cdot \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1,33\overline{\sigma_{sol}}$$

Détermination de poids $ps = 0,55 \times 2,5 \times 1,75 \times 0,0025 = 0,06\text{MN}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser} + ps} = \frac{0,41}{0,72 + 0,06} = 0,526\text{m}$$

$$\frac{2(0,78)}{31,475 \cdot \left(\frac{2,5}{2} - 0,526\right)} = 0,41 \leq 1,33 \times 0,32 = 0,42 \text{ ----- } cv$$

Donc les dimensions sont correctes $A = 1,75\text{m}$ et $B = 2,50\text{m}$, $h = 0,55\text{m}$

3- Calcul de la section d'armature (Ferrailage)

$$N_u = 1,08 + 1,35 \times ps = 1,16\text{MN}$$

$$e_{0u} = \frac{M_{ser}}{N_u} = \frac{0,59}{1,16} = 0,51\text{m}$$

3-1 La nappe inférieure

$$e_0 > \frac{B}{6} \text{ ----- } M_1 = (4B + 0,35b - 9e_{0u}) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \frac{N_u}{27}$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,35 \times 0,50 - 9 \times 0,51) \left[\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,5}{2} - 0,51} \right]^2 \frac{1,16}{27} = 0,47\text{KN.m}$$

$$\frac{A_s}{a} \geq \frac{M_1}{d f_{su}}, \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{Mpa} \Rightarrow A_{s//B} = 21,6\text{cm}^2$$

soit 20HA12 (22,6cm²)

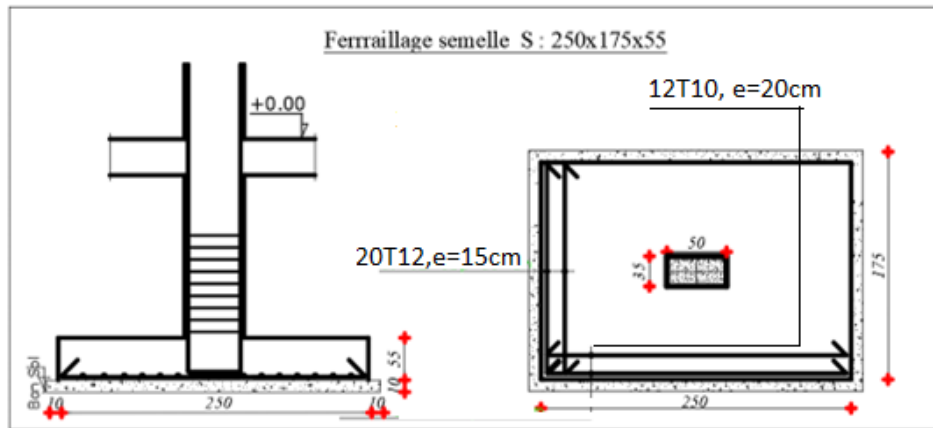
Exercice

3-1 La nappe supérieure

$$As/A \geq \frac{N_u(1 + \frac{3e_{0u}}{B})(A-a)}{8 d f_{su}}, f_{su} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$As_{//A} = 15,04 \text{ cm}^2$$

soit 12HA10 (Cm²) (21,47Cm²)



6.18 Exercice N° 10

Déterminer la section et les armatures une semelle isolée repose sur un poteau rectangulaire $b=30\text{cm}$, $a=40\text{cm}$ soumis à la flexion composée.

On donne :

-à l'ELS

$$N_s = 50 \text{ t} ; M_s = 0.15 \text{ t.m}$$

-Caractéristiques des matériaux :

o Béton..... $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

o Acier $FeE400$

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise $\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$

6.19 Correction de l'exercice N° 10

1 Les dimensions en plan et en élévation de la semelle

1) Détermination de l'excentricité

$$e_0 = \text{MAX}\{e_{0ser} | e_{0u}\} ;$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.15}{50} = 0.003 \text{ m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0.75B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser} a}{\sigma_{sol} b}} \geq 1.82 \text{ m} \quad \text{---} \quad B = 2.00 \text{ m} \quad \text{---} \quad A = 1.50 \text{ m}$$

$6 e_0 = 0.018 \text{ m}$ tanque B est supérieur a 0.018 m , donc $e_0 < \frac{B}{6}$

Exercice

-Hauteur de la semelle $h = \max((A-a)/4; (B-b)/4) + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$

2 Vérification de la dimension de la semelle S

La contrainte maximale :

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{A.B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{50 \times 10^{-2}}{1,5 \times 2} \left(1 + \frac{6 \times 0,003}{2}\right) = 0,168 \text{ Mpa} < \sigma_{sol} = 0,20 \text{ Mpa}$$

La contrainte minimale :

$$\sigma_{min} = \frac{Nu}{A.B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = 0,165 \text{ Mpa} > 0$$

On admet que la contrainte située aux trois quarts de la semelle du côté de σ_{max} , doit être inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{\left(\frac{2}{3}\right)} = \frac{Nu}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{ad}$$

$\sigma_{ad} = 1,33 \overline{\sigma_{sol}}$ → dans le cas général

$$\frac{50 \times 10^{-2}}{1,5 \times 2} \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2}\right) = 0,167 \text{ Mpa} < 1,33 \sigma_{sol} = 0,26 \text{ Mpa}$$

3 Ferrailage

Puisque $e_0 \leq B/24$

Si cette condition est remplie, le ferrailage de la semelle se fera par la méthode des bielles

$$N' = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 50,1 \text{ t} = 0,501 \text{ Mn}, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

3-1 La nappe inférieure

$$As/A \geq \frac{N' (A-a)}{8 d \sigma_s} = \frac{0,501(1,50-0,3)}{8 \times 0,45 \times 348} = 4,79 \text{ cm}^2$$

soit 5HA12(5,65 cm²)

3-1 La nappe supérieure

$$As/B \geq \frac{N' (B-b)}{8 d \sigma_s} = \frac{0,501(2-0,4)}{8 \times 0,45 \times 348} = 6,40 \text{ cm}^2$$

soit 6HA12(6,78 cm²)

Reference bibliographique

- [1] A. Kassoul, Polycopié de cours Bâtiment 1. Université Hassiba Benbouali, Chlef. 2016 p. 76.
- [2] http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/Cours-PLANCHER_procedes-generaux-de_construction.pdf
plancher
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.
- [4] J. P. Mougin, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2ème Edition, Eyrolles. 2000 p. 287.
- [5] M. Belazougui , calcul des ouvrages en béton arme. Office de publication universitaire
- [6] Document Technique Réglementaire (D.T.R.B.C.22) Charges permanentes et charges d'exploitation
- [7] Dr. BERRADIA Mohammed Polycopié de cours Projet structures en béton armé, Université Hassiba Benbouali de Chlef
- [8] Dr. Fadol Cours et TD : Contreventement par voile (Refend), première année Master Génie Civil, Université Tahri Mohammed béchar, 2014
- [9] Document Technique Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7) règlement neige et vent , R.N.V. 1999
- [10] Document Technique Réglementaire (DTR B C 2.48)Règles parasismiques algériennes R.P.A 99" / version 2003. CGS. 2004.
- [11] Dr. BOUDERBA BACHIR polycop Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés) Centre Universitaire El-Wancharissi -Tissemsilt
- [12] Henry THONIER, "Conception et calcul des structures de bâtiment-Tome 3", Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995
- [13] M. Labidi, Polycopié de cours les fondations. Ecole mohammadia d'ingénieurs. p. 43.
- [14]Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel polycop CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF
- [15] R. Madi, Polycopié de cours ouvrages en béton. Université 8 mai 1945, Guelma. 2014 p. 52.
- [16] [http://fr.scribd.com/doc/138142880/calc ... ZOUGUI-pdf](http://fr.scribd.com/doc/138142880/calc...ZOUGUI-pdf).