Conception

Pré-dimensionnement

Vérification

Détail

Ecole Nationale d'Architecture - Rabat

De l'idée à la structure

COURS

PROJET DE STRUCTURE

- Béton armé -

À l'usage des étudiants de S4

Version 2025-2026

- ACTIONS ET SOLLICITATIONS
- PLANCHERS
- POUTRES
- POTEAUX
- VOILES
- FONDATIONS
- SISMIQUE
- DURABILITÉ MATÉRIAUX

Matériaux

Structure

Architecture



BEN AICHA Mouhcine

Professeur habilité

Docteur en Génie civil et Architecture – Aix Marseille université

Docteur en Génie civil – Abdelmalek Essaâdi, FSTT, Tanger

INTRODUCTION

De la roche brute au squelette le plus complexe, de la plus petite créature à la plus grande, quel que soit le milieu, une forme ne peut se maintenir sans structure…

L'architecture, en tant qu'expression de la culture et résultat d'un processus de conception se démarque bien évidemment de ce que la nature produit· L'architecte doit donner du sens à ses constructions, et il pourra pour cela exploiter le registre de la mécanique des structures·

Ainsi, ce cours :

- *rassemble des éléments utiles à l'étudiant pour concevoir et pré-dimensionner la structure de ses projets ;*
- *aide l'étudiant à passer en revue les différents aspects liés à la structure pour ne pas en oublier ;*
- *donne à l'étudiant une méthodologie de travail pour l'insertion de la structure dans le projet d'architecture·*

Il ne s'agit pas d'un formulaire· C'est un outil d'aide à la conception structurale des bâtiments·

Ce cours ne couvre pas toutes les matières liées à la stabilité, il se limite aux parties qui sont déterminantes ou qui influencent l'architecture·

Les références utilisées dans ce cours sont : BAEL 99, RPS 2011 et EUROCODES.

❶Actions et sollicitations

1. Introduction

S'il n'y avait ni vent, ni tremblements de terre ou affaissements de terrain, ni variations de température, les charges n'existeraient pas, et la structure deviendrait inutile.

Mais dans notre monde réel, le constructeur doit impérativement tenir compte de la structure et avoir une connaissance approfondie des charges agissant sur les bâtiments.

Les structures des bâtiments sont soumises à des actions de diverses natures qui sont liées à l'usage qui sera fait du bâtiment, au poids propre de la structure et des parachèvements (revêtements de sol, cloisons, faux plafonds…) ou encore à des éléments extérieurs qui sont notamment les actions climatiques tel que l'action du vent.

2. Equilibre d'une structure

La structure d'un ouvrage est conçue de manière à ce que :

Sous l'application des charges et efforts envisagés tout au long de sa vie, **l'équilibre** soit assuré d'un point de vue :

- **Résistance mécanique** : tous les éléments de la structure résistent aux efforts qui leur sont appliqués : Chaque élément d'une structure joue un rôle dans l'équilibre global.

  Il possède une capacité de résistance qui dépend essentiellement :

  - de la résistance des matériaux constitutifs.

  - de sa forme.

L'équilibre mécanique impose :
Capacité résistante d'un élément de structure
>
Effets des efforts appliqués

Causes possibles de rupture

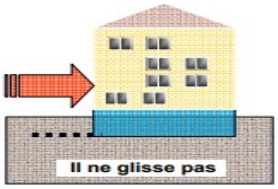
Situation	Origine du problème
Effort appliqué > effort prévu	Mauvaise analyse en conception
	Effort exceptionnel
	Utilisation de l'ouvrage non prévue
Section insuffisamment résistante	Erreur de calcul
	Mauvaise qualité des matériaux
	Défaut de mis en oeuvre

- **Déformations** : les déformations des éléments de la structure ne compromettent ni son usage, ni sa durée de vie;

  Tout élément soumis à un effort se déforme sans pour autant rompre...

- elles accélèrent le processus de vieillissement de l'ouvrage : fatigue des aciers, fissurations du béton...

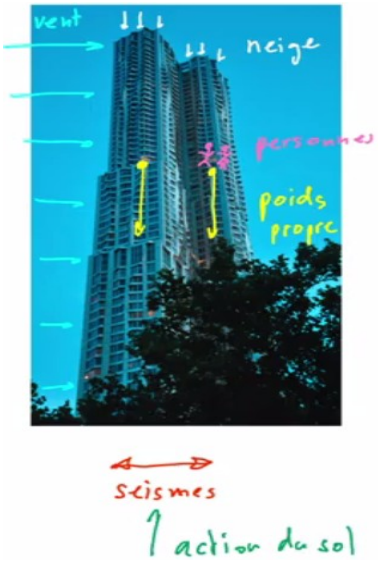
- **Global :** considéré comme un élément monolithique indéformable, l'ouvrage reste en équilibre.
  Le principe consiste à vérifier que l'équilibre statique d'ensemble de l'ouvrage est assuré, à savoir :





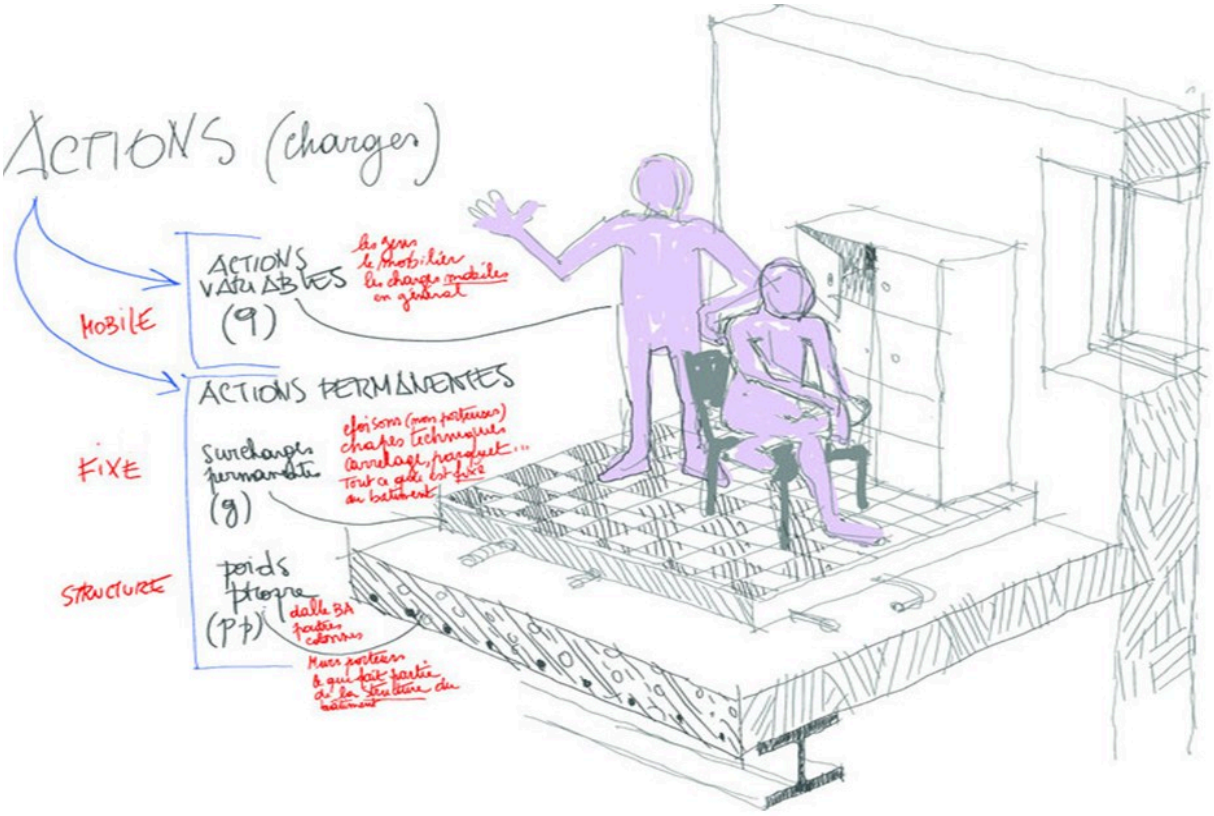
3. Actions et sollicitations

Les structures des bâtiments sont sollicitées par:



1. **Le poids propre**
2. **Les charges permanentes**
3. **Les charges d'exploitation**
4. **Les actions climatiques**

Exemple :



3.1. Poids propre (en N, KN ou MN)

Les éléments lourds d'une structure, tels que poteaux, poutres, planchers…doivent tout d'abord supporter leur masse que l'on appelle communément poids propre.

Pour déterminer le poids d'une structure –après avoir établi les dimensions de ses éléments et avoir choisi les matériaux – il faut simplement calculer le volume des éléments et le multiplier par le poids spécifique du matériau (donné dans les normes en kN/m³).

3.2. Charges permanentes

Les surcharges fixes comprennent en règle générale les charges introduites par le faux plafond, gaines techniques, cloisons, carrelages ou autres revêtements (données dans les normes en kN/m² ou kN/m³).

3.3. Charges d'exploitation

Elles sont celles provoquées par l'occupation des locaux. Elles résultent de :

- L'usage normal que les personnes font du bâtiment ;

- Les meubles et objets mobiles (cloisons, rangements, marchandises, etc.) ;

- Les machines et véhicules.

Pour faciliter la tâche, nous prendrons de façon habituelle les valeurs suivantes :

Logement : 2 KN/m²

Bureaux : 3 KN/m²

Locaux accessibles au public : 5 kN/m²

Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitation de l'ouvrage. Par exemple, il est dangereux de transformer une pièce d'appartement (2KN/m²) en salle d'archives (5KN/m² ou plus).

Remarque importante : la valeur de la charge d'exploitation est donnée, dans les normes, en fonction d'usage spécifique.

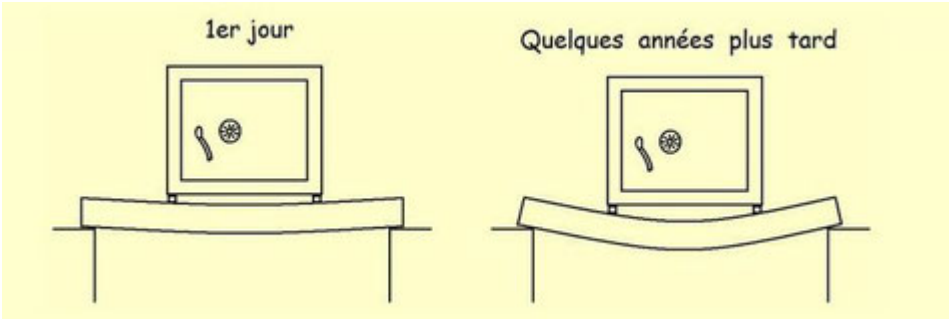
3.4. Charges climatiques

- Neige : Dans la plupart des cas, il est conseillé de prendre une charge égale à 0,5 KN/m²

- Vent : En première approximation il est courant de prendre 0,7kN/m². On pourra déterminer l'action du vent à partir de sa vitesse (m/s) suivant la relation: v²/1630

3.5. La « sécurité » sur les actions

Les actions définies ci-avant sont des actions « théoriques », la norme les qualifie d'actions caractéristiques. Dans la réalité ces actions seront parfois dépassées et la « sanction » ne pourra bien entendu pas être la ruine de la structure. Pour cela on introduit des sécurités.



Les majorations des actions à prendre en compte sont définies par la norme. En première approximation on se limitera aux coefficients suivants :

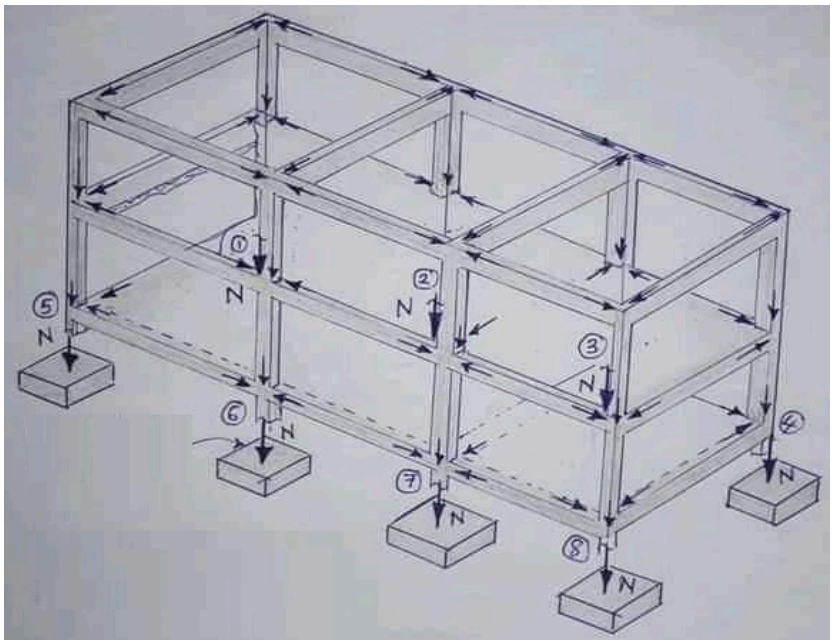
> Coefficient de majoration des actions permanentes (pp et g) : 1,35

> Coefficient de majoration des actions variables (q) : 1,50

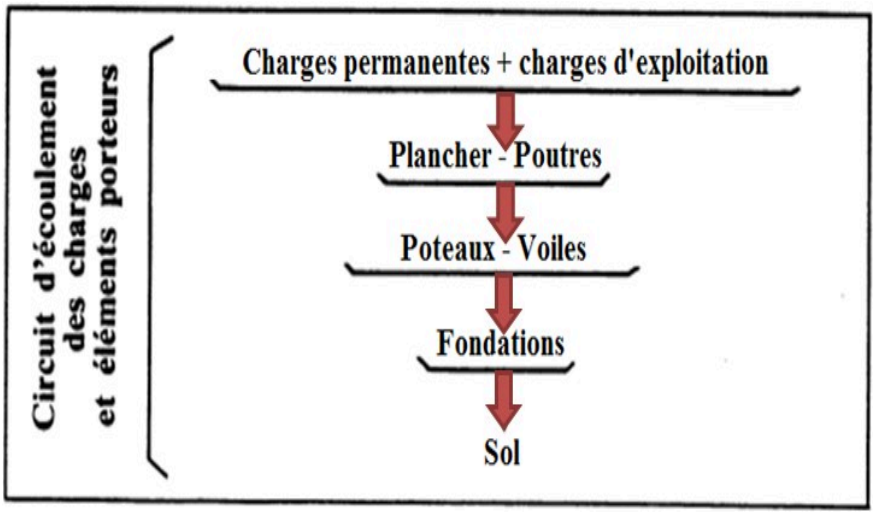
4. Descente de charges

4.1. Introduction

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

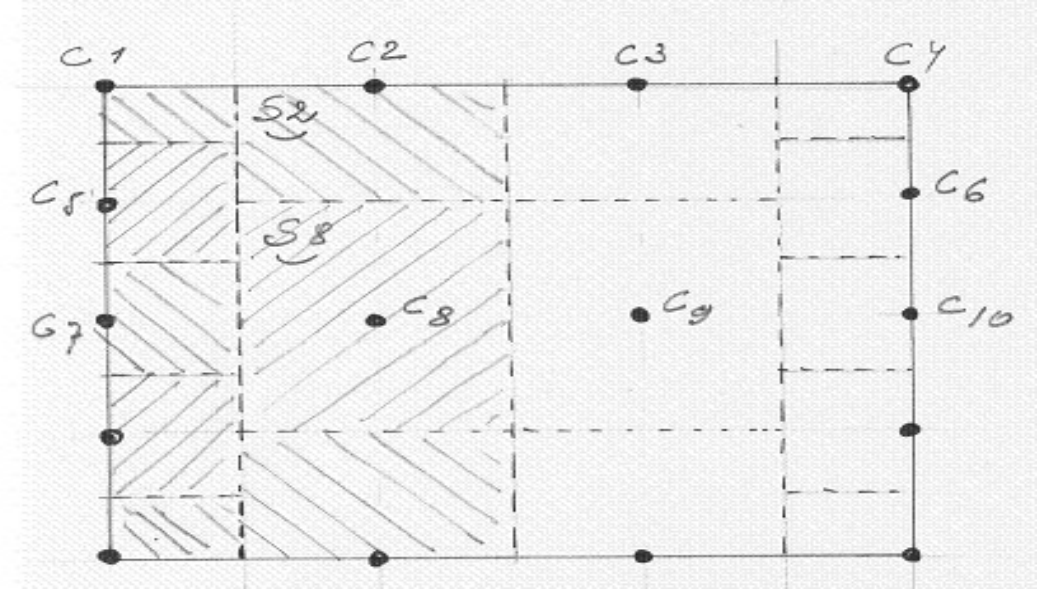


La descente de charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations.



4.2. Méthode de calcul

Pour ce faire, on déterminera plateau par plateau les surfaces reprises par chacune des colonnes. Tenant compte des charges des différents plateaux, par addition d'étage en étage on déterminera la charge dans les poteaux à chaque niveau.

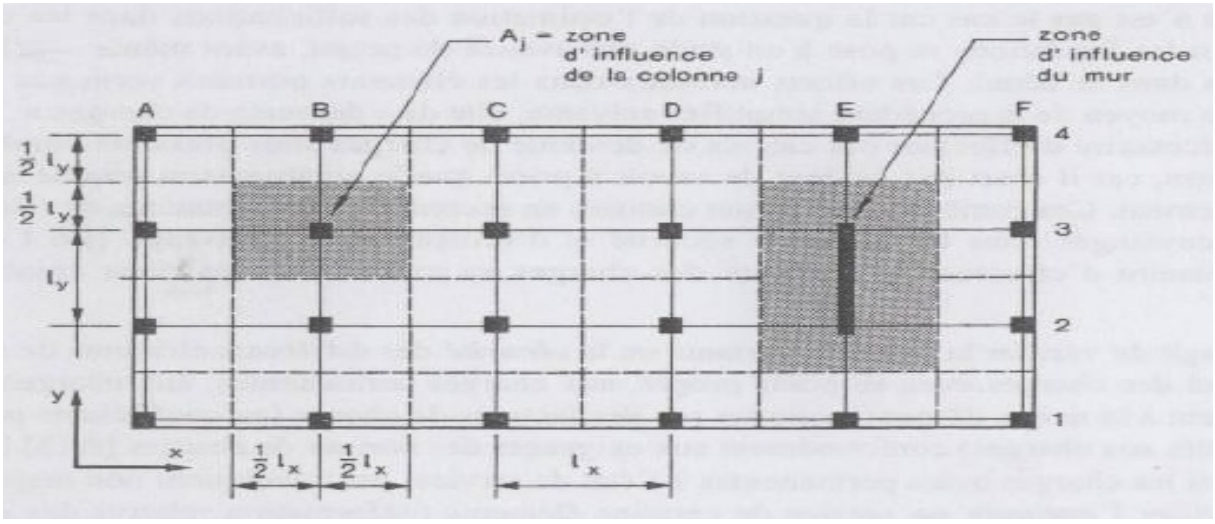


Ce travail est complexe et devra se faire avec soin, une bonne préparation par la réalisation de plans soignés et complets (éléments numérotés,…) est indispensable.

4.2.1. Surface d'influence

Surface d'influence = la surface de plateau supportée par chacune des colonnes.

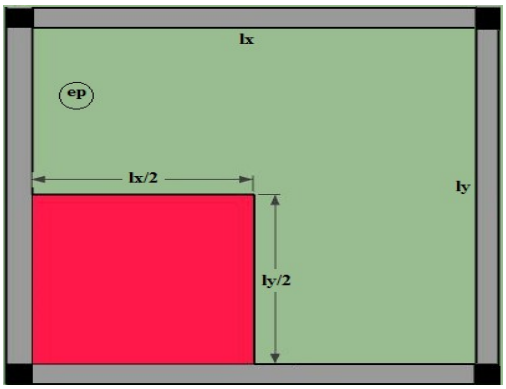
Pour cela on divise le plateau en répartissant sa surface entre les différents poteaux.



A ce stade il n'est pas nécessaire de se préoccuper de l'orientation des poutres.

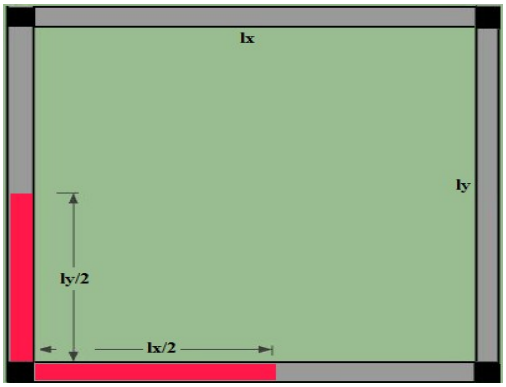
4.2.2. Poids des éléments porteurs

Dalle (En KN) >>> Poids spécifique* x épaisseur x Surface d'influence.



*en KN/m3 : le poids par unité de volume d'un matériau (Normes).

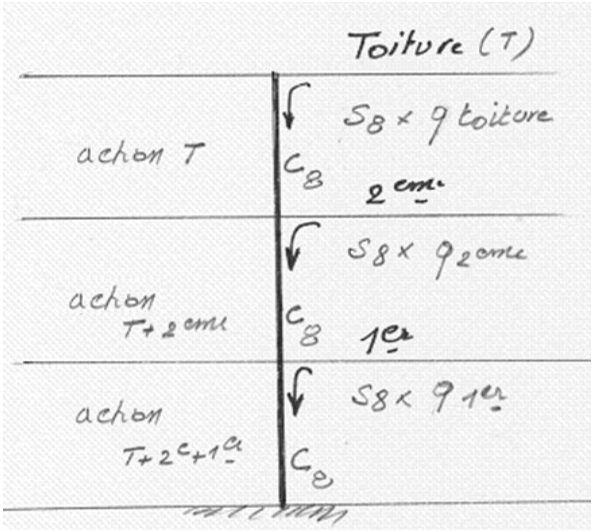
Poutre (En KN) >>> Poids spécifique* x hauteur x largeur de la poutre x Longueur d'influence.



Poteau (ou **voile**) >>> Poids spécifique* x volume (en KN)

4.2.3. La somme

En sommant ces apports on obtient les efforts dans les poteaux à chaque niveau.



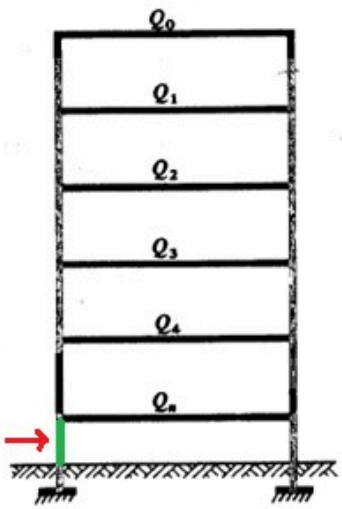
4.2.4. Loi de dégression

DÉGRESSION DES CHARGES D'EXPLOITATION EN FONCTION DU NOMBRE D'ÉTAGES (NF P 06-001)

Condition : Bâtiments d'habitation à étages ($n \geqslant 5$ en général).

Principe de calcul : L'occupation des locaux est indépendante d'un niveau à l'autre.

Utilisation : Calcul des éléments porteurs de la structure : fondations, murs, poteaux, etc.

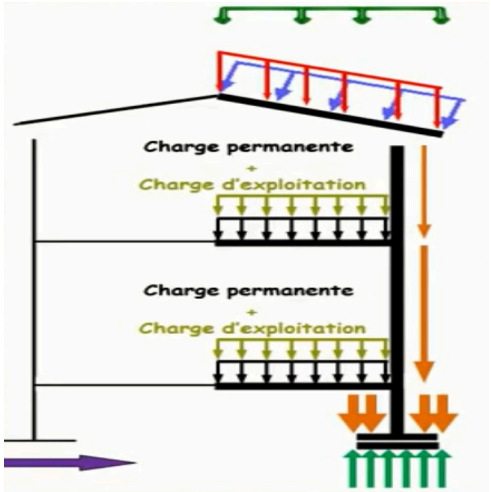


Charges identiques $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots = Q$	Charges différentes Q_i
$\Sigma_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$
$\Sigma_1 = Q_0 + Q$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
$\Sigma_2 = Q_0 + 1{,}9Q$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$
$\Sigma_3 = Q_0 + 2{,}7Q$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
$\Sigma_4 = Q_0 + 3{,}4Q$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
$\Sigma_n = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2}\right)Q\right]$ pour $n \geqslant 5$	$\Sigma_n = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2n}\right)\sum_1^n Q_i\right]$ pour $n \geqslant 5$

4.2.5. La vérification de la stabilité

La stabilité d'un bâtiment est assurée si:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{G+Q}{S}$$

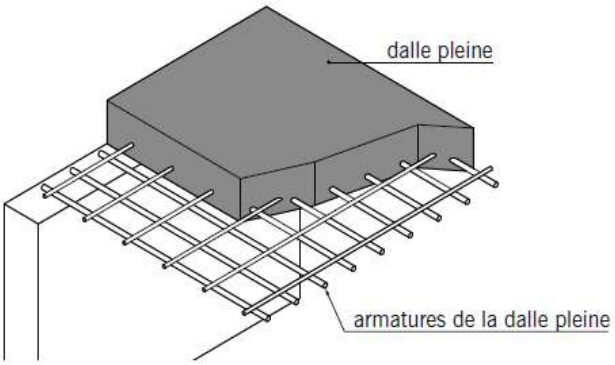


❷ PLANCHERS

1. Types des planchers

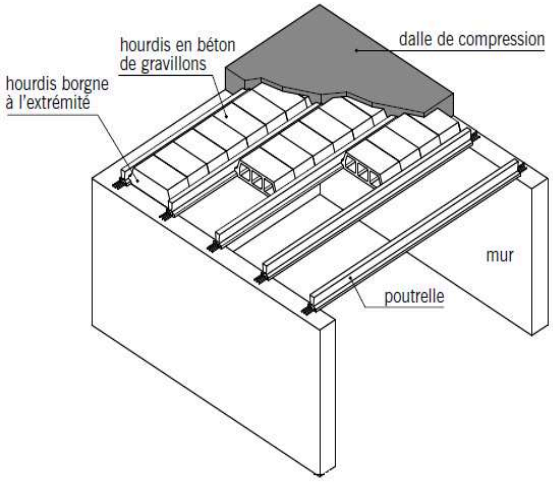
Les planchers peuvent être répartis en quatre groupes principaux :

1 .1. Les planchers à dalle pleine



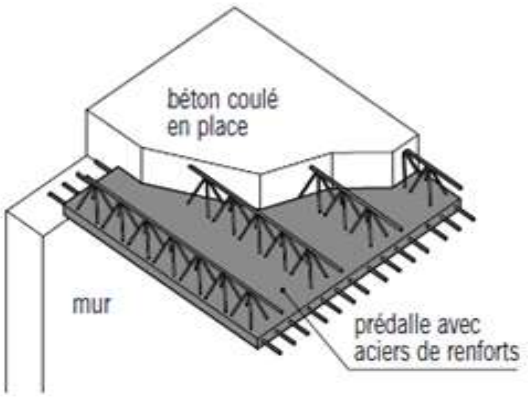


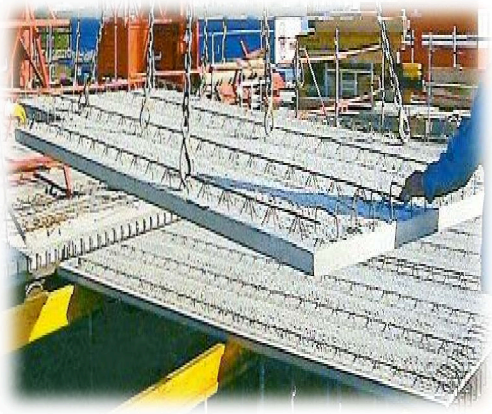
1.2. Les planchers (à hourdis) préfabriqués





1.3. Les planchers (pré-dalles) préfabriqués





1.4. Les planchers spéciaux

1.4.1 Dalles champignon



Les avantages des dalles champignon sont:

a) une faible hauteur de construction par rapport aux autres systèmes, lorsque les surcharges sont élevées,

b) des plafonds sans sommiers, d'où utilisation rationnelle du volume disponible, coffrage simple, bon éclairage.

1.4.2. Dalle gaufrée et nervurée



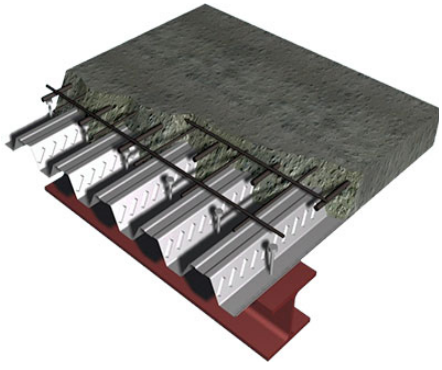


Les avantages des dalles gaufrées et nervurées sont:

a) Approprié pour les grandes portées, très rigide.

b) Très économique en matériaux (mais coffrage fort complexe).

1.4.3. Dalles mixtes



Les avantages des dalles mixtes sont:

a) Facilité de mise en œuvre;

b) Légèreté.

1.4.4. Dalles Précontraintes



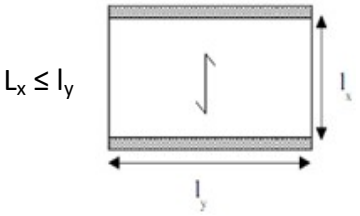
Les avantages des dalles Précontraintes sont:

a) Grande portée, très rigides

2. Pré-dimensionnement rapide

2.1. Les planchers à dalle pleine

2.1.1. Dalle portant dans une seule direction



Ce sont des dalles :

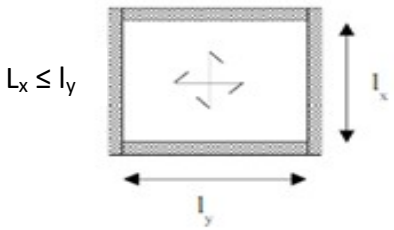
- Appuyées sur 2 côtés parallèles ou 3 côtés,
- Appuyées sur 4 côtés mais dont le rapport des côtés vérifie : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0{,}4$.

Pré-dimensionnement :

❖ dalle isostatique ☛ $h \geq \frac{l_x}{20}$ ❖ dalle continue ☛ $h \geq \frac{l_x}{25}$

2.1.2. Dalle portant dans deux directions

Ce sont des dalles rectangulaires qui sont appuyées sur leur pourtour et dont le rapport des côtés vérifie : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0{,}4$.



Pré-dimensionnement :

❖ dalle isostatique ☛ $h \geq \frac{l_x}{30}$ ❖ dalle continue ☛ $h \geq \frac{l_x}{40}$

Remarque 1 : **lx** est la dimension minimale de la dalle en question et **ly** sa dimension maximale.

Remarque 2 : l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est **15cm**.

2.1.3. Dalle en console

$$h \geq \frac{l_x}{10}$$

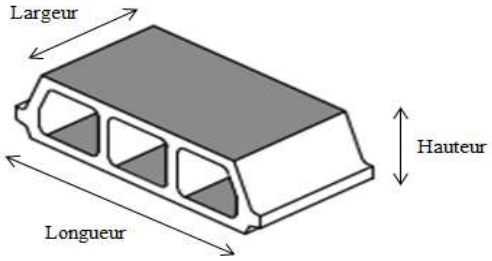
2.2. Les planchers à corps creux (hourdis)

$$h \geq \frac{l_x}{22{,}5}$$

Avec h : la hauteur totale de la dalle = hauteur d'hourdis + épaisseur de la dalle de compression (voir partie **1.2.).**

Notez bien que la valeur de l'épaisseur de la dalle de compression est comprise entre 4 et 6 cm.

Hauteur (cm)	Longueur (cm)	Largeur (cm)
8	52	20
12	52	20
16	52	20
20	52	20
25	52	20
30	52	20



2.3. Pré-dalles préfabriqués

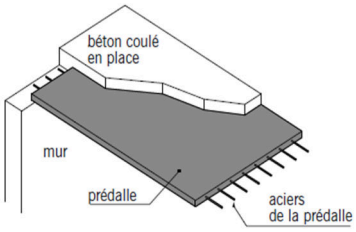
Dalle sur 2 appuis

lorsque le rapport des dimensions ces pièces dépasse des 2/3.

Dalle sur 3 ou 4 appuis

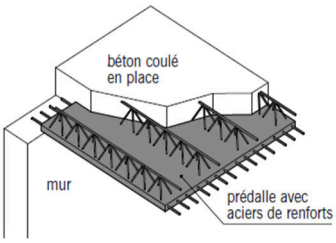
Lorsque les dimensions des pièces sont équivalentes dans les deux directions.

Charge < 10KN
h ≥ lx/30



Charge < 10KN
h ≥ lx/40

Charge > 10KN
h ≥ lx/25



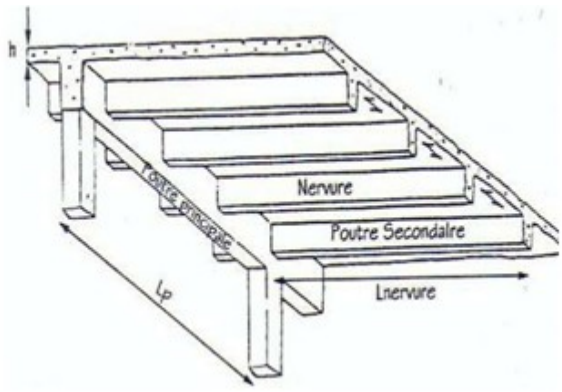
Charge > 10KN
h ≥ lx/30

Remarque 1: la charge en question est **Nu** appliquée sur la dalle (charge d'exploitation + charge donnée (carrelage, faux plafond…) hormis le poids propre).

Remarque 2 : l'épaisseur est de 5 cm minimum…jusqu' à 7 m de portée en ép. 20cm.

2.4. Les planchers spéciaux

2.4.1. Dalle nervurée



Espacement entre nervures : **1 - 2,50m.**

h nervure : **1/20 < h nervure/ L nervure < 1/15**

Epaisseur de la dalle : **1/35 < h/Lmin < 1/25**

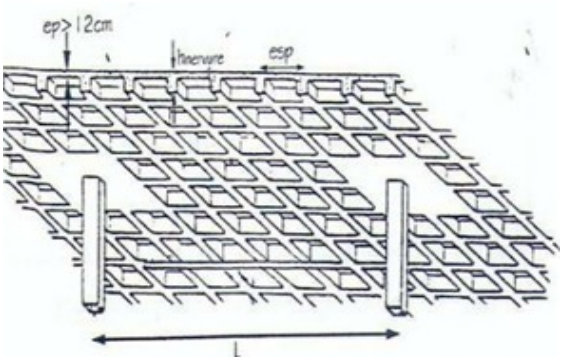
(dalle pleine : ep=8 à 15 cm)

Recommandations

Portée des nervures : 6m max en BA et 8m max en BP

Portée des poutres L va jusqu'à 15m.

2.4.2. Dalle gaufrée



Espacement entre nervures : **60 cm à 1,20m.**

h nervure (retombé): **1/20 < h nervure/ L min < 1/15**

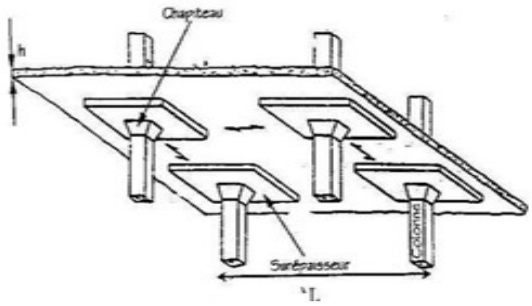
Epaisseur de la dalle : **1/35 < ep/Lmin < 1/25**

(ep min =12 cm)

Recommandations

Portée libre : 12 à 20m.

2.4.3. Dalle champignon

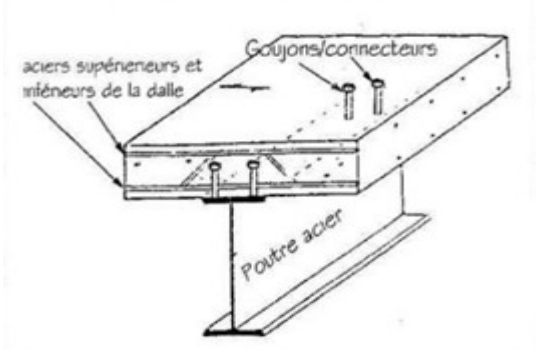


Epaisseur de la dalle : **1/35 < ep/Lmin < 1/25**

Recommandations

Portée libre entre poteaux : 7m BA et 12m BP.

2.4.4. Dalle mixte



Epaisseur de la dalle : **1/12 < ep/d < 1/10**

d est la distance entre les poutres (espacement)

2.4.5. Dalle précontrainte

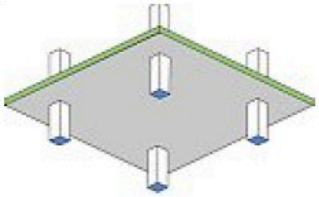
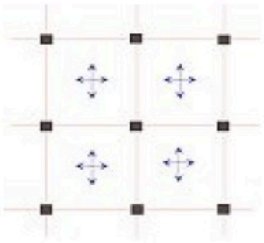
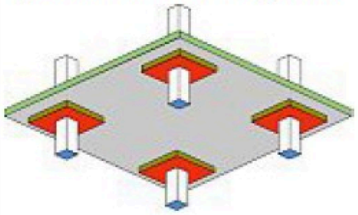
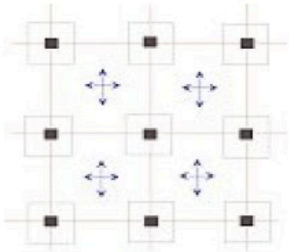
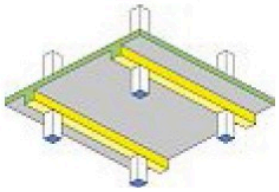
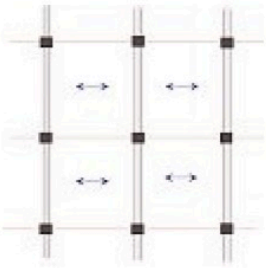
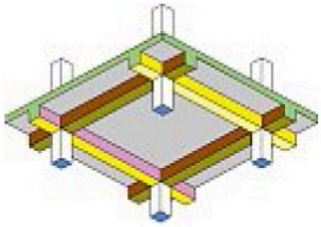
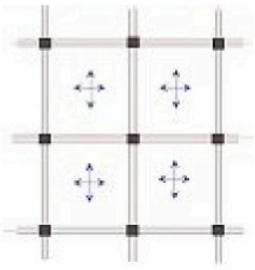
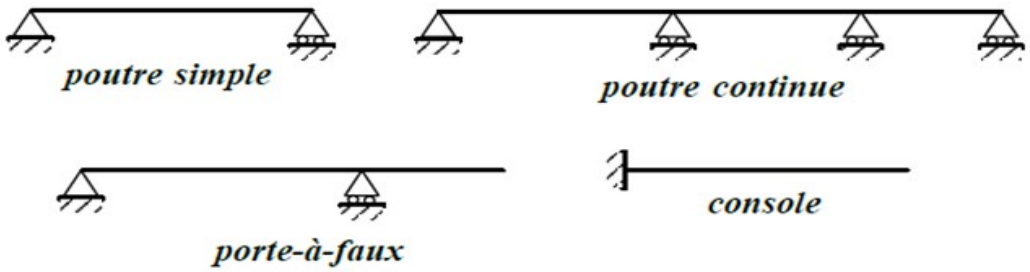
Schéma	Domaine d'utilisation	Charge d'exploitation kN/m²	Rapport L/h non armé/armé
a) Plancher-dalle (portant dans deux directions)  Charges d'exploitation relativement légères ou moyennes	Portées sensiblement égales dans les deux directions de 5 à 12 m 	1,5	30/45
		2,5	25/40
		5	20/35
b) Plancher-dalle avec chapiteaux  Mêmes applications mais pour des portées plus grandes et charges d'exploitation moyennes Retombée chapiteau entre 0,75 h et 1,5 h et débord entre 3 h et 6 h	Portées jusqu'à 16 m 	1,5	35/50
		2,5	30/45
		5	25/40

Schéma	Domaine d'utilisation	Charge d'exploitation kN/m²	Rapport L/h non armé/armé
c) Dalle portant dans une seule direction  Recommandé pour les planchers ayant une portée prépondérante dans une direction	Portées jusqu'à 16 m 	1,5	55
		2,5	45
		5	35
d) Dalle portant dans deux directions  Portées sensiblement égales dans les deux directions	Portées de 10 m à 20 m 	1,5	70
		2,5	60
		5	50

❸ POUTRES

1. Définitions

Un élément structural qui supporte des charges perpendiculairement à son axe longitudinal et qui les transmet à des appuis situés le long de son axe.



2. Types des poutres

2.1. Poutres en béton armé coulées sur place

Il s'agit de l'ensemble des éléments dont le coffrage nécessite une plus grande complexité exécutés en béton armé coulées sur place. Les travaux comprennent les coffrages, les armatures et le béton.







2.2. Poutres préfabriquées en béton armé

Il s'agit de toutes les poutres (poutres à ferraillage ou coffrage complexe) qui sont préfabriquées en usine et sont assemblées sur chantier aux ouvrages de construction déjà exécutés.





2.3. Poutres préfabriquées en béton précontraint

Préparer le béton c'est le comprimer suffisamment pour qu'en tous points les compressions soient supérieures aux tractions qui se développeront ultérieurement.

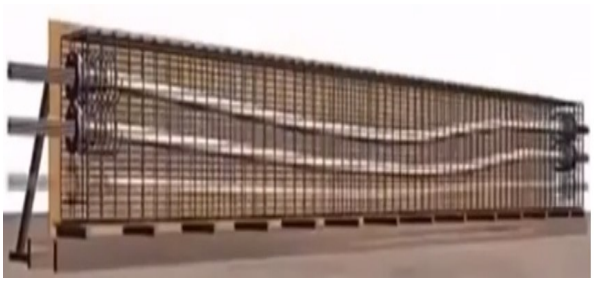
Il existe deux méthodes de fabrication d'une poutre précontrainte :

1. La poutre en béton précontrainte par pré-tension préfabriquée en usine où le béton est coulé sur les câbles tendus à la précontrainte désirée ;






2. La poutre en béton précontraint par post-tension sur site où les câbles mis en place dans le coffrage sont tendus une fois le béton coulé et durci.



3. Pré-dimensionnement rapide

3.1. Poutres en béton armé

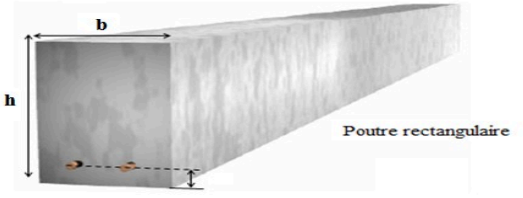
Soit L la portée entre nus de la poutre :

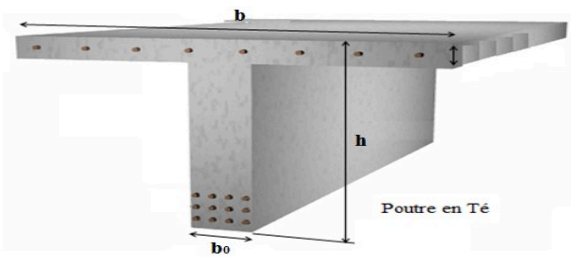
	Poutres sur appuis simples	Poutre continue
Hauteur totale h	L/10 à L/16	L/14 à L/18
Largeur b (section rectangulaire)	0.3h à 0.6h	
Largeur de l'âme b_0 (section en Té)	0.2h à 0.4h	

Sachant que :

- L est la longueur de la poutre.
- Poutre sur appuis simples : poutre en console ou poutre sur 2 appuis (Voir section 1.)
- Poutre continue : poutre porte-à-faux ou sur 3 appuis ou plus (Voir section 1.).
- Les appuis = Les poteaux.

Remarque importante : **bmin ≥ 20cm et hmin ≥ 30cm**





La largeur de la table de compression « b » des poutres en Té ne doit pas dépasser le dixième de la portée d'une travée (L/10).

3.2. Poutres en béton précontraint



Les poutres rectangulaires ont des largeurs variant de 20 à 40 cm et des hauteurs variant entre 20 et 80 cm. Le passage d'une section à l'autre se fait avec pas de 5 cm.

Les petites dimensions des poutres rectangulaires de 20 x 20 cm correspondent aux poutres économiques ayant des longueurs inférieures à 6 m ainsi que les longrines et les linteaux.

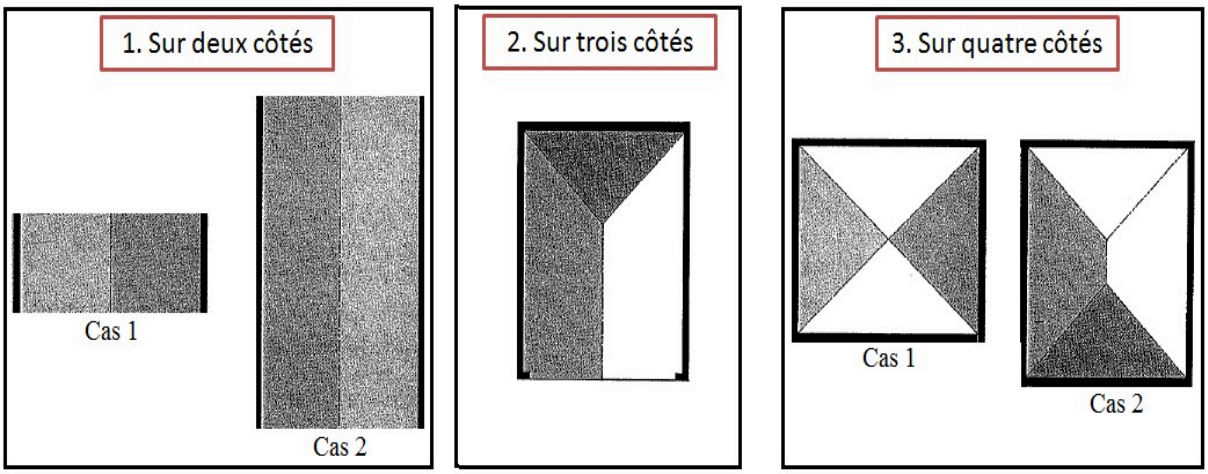
Les poutres de grandes dimensions allant jusqu'à 40 x 80 cm correspondent à des portées variant entre 6 et 20m, selon l'entraxe et les charges d'exploitation.

Poutres précontraintes par pré-tension	Rapport h/L	1/20 à 1/25 *béton

*béton : la hauteur des poutres diminue avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton.

4. Vérification de la flexion des poutres

4.1. Mode de découpage du plancher pour la descente de charges



4.2. Résistance à la flexion

Les poutres doivent être dimensionnées principalement pour reprendre la flexion. L'objectif de ce manuel est d'aider à définir un ordre de grandeur raisonnable de la section des poutres. D'une manière générale, pour le dimensionnement à la flexion, le processus de calcul est le suivant :

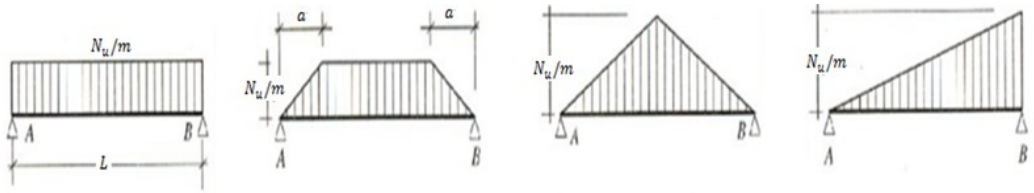
1. Détermination des actions caractéristiques g et q (en MN)

Sachant que :

- g = (poids propre de la dalle + charges données) x surface d'influence (surface de découpage).
- q = charge d'exploitation donnée x surface d'influence (surface de découpage).
- 1KN=1/1000 MN.

2. Majoration de celles-ci pour obtenir les actions de calcul (Nu=1,35g+1,5q)

3. Considérant ces actions, détermination du "Moment fléchissant sollicitant de calcul" M_0 maximum dans la poutre (en MN.m) selon le mode de découpage suivant :



$$M_0 = \frac{N'_u * L^2}{8} \qquad M_0 = \frac{N'_u}{2} * \left[\frac{L^2}{4} - \frac{a^2}{3}\right] \qquad M_0 = \frac{N'_u * L^2}{12} \qquad M_0 = \frac{N'_u * L^2}{9\sqrt{3}}$$

Avec Nu'=Nu/L

4. Calcul de la contrainte de calcul σ_c; $\sigma_c = (F_{c28} \times 0{,}85)/1{,}5$

Sachant que Fc28 est la résistance à la compression de béton (c'est une donnée en relation avec la qualité du béton utilisé).

5. **Il faut que $M_R \geq M_0$**

$$M_R = 0.25 * \sigma_c * b * d^2$$

Avec b : largeur de la poutre ; d : hauteur utile (d= h – 5 cm)

Remarque 1:

- l'unité de « M_R » est MN.m.
- « b » en m et « d » en m.
- « σ_c » en MPa.
- 1MPa =1MN/m².

Remarque 2: Le processus décrit ci-avant est itératif.

Il est souvent plus simple de diviser le Moment fléchissant sollicitant de calcul maximum par la contrainte de calcul on obtient ainsi immédiatement le module de flexion minimum à respecter pour la définition de la section de la poutre.

❹ POTEAUX

1. Pré-dimensionnement rapide et en fonction des sollicitations

1.1. Pré-dimensionnement en fonction de la résistance à la compression

$$\textbf{Section} = Nu / (0{,}6 * f_{c28})$$

Avec

Section (en m²);

f_{c28}: la résistance à la compression du béton (en MPa);

Nu: les charges appliquées (ELU) sur le poteau (en MN).

Nu= (1,35 x G) + (1,5 x Q)

G : charges permanentes (en MN) et Q : charges d'exploitation (en MN)

1.2. Dimensions minimales des sections de coffrage

$$b_c \geq 25\ cm \text{ (ductilité ND1 et ND2)}$$
$$b_c \geq 30\ cm \text{ (ductilité ND3)}$$

Avec

b_c : largeur du poteau.

ND1, ND2 et ND3 : niveaux de ductilité de l'ouvrage étudié.

Le niveau de ductilité est déterminé, en fonction de la classe de bâtiments et de la vitesse de séisme, selon le tableau suivant :

Ductilité et classes de bâtiments

Classes De Batiments	Niveau du Seisme (V : Facteur De Vitesse)		
	$v \leq 0.1\ 0$	$0.10 < v \leq 0.20$	$0.20 < v$
CLASSE I	ND1	ND2	ND3
CLASSE II			
CLASSE III	ND1		ND2

Selon le RPS (Règlement parasismique marocain), il existe 3 classes de bâtiments :

CLASSE I : BATIMENTS D'IMPORTANCE VITALE

- Les constructions de première nécessité en cas de séisme tels que : Les établissements de protection civile, les centres de décision, les hôpitaux, les cliniques, les grands réservoirs et châteaux d'eau, les centrales électriques et de télécommunication, les postes de police, les stations de pompage d'eau ;
- Les constructions destinées au stockage des produits à haut risque pour le public et l'environnement.

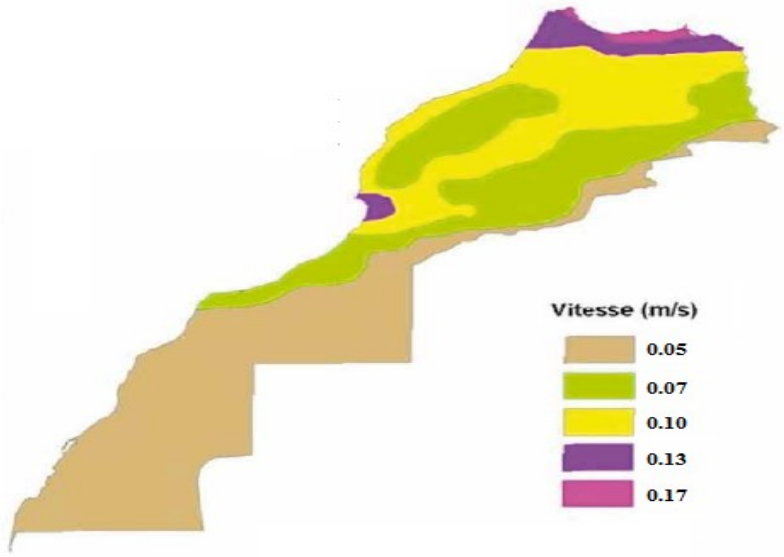
CLASSE II : BATIMENTS DU GRAND PUBLIC

- Les constructions d'importance socio-culturelle, tels que les bâtiments scolaires et universitaires, les bibliothèques, les musées, les salles de spectacles et de sport, les grands lieux de culte (mosquées, églises, etc.) ;
- Les salles de capacité de plus de 300 personnes tels que les salles de fête, les salles d'audience, le siège du parlement, les centres commerciaux.

CLASSE III : BATIMENTS ORDINAIRES

- Les bâtiments courants à usage d'habitation, de bureaux ou de commerce.

La vitesse de séisme est déterminée à partir de la carte sismique :



Exemple d'application : étude d'un bâtiment d'habitation implanté à Rabat

- Selon la carte sismique (RPS marocain) : Rabat se trouve dans la zone jaune (la vitesse de séisme est estimée dans cette région à 0,10m/s.

- Le bâtiment étudié est considéré comme un bâtiment de classe III.

- Selon le tableau de ductilité : le niveau de cet ouvrage est ND1.

- Par conséquence, les recommandations exigent une largeur de 25cm.

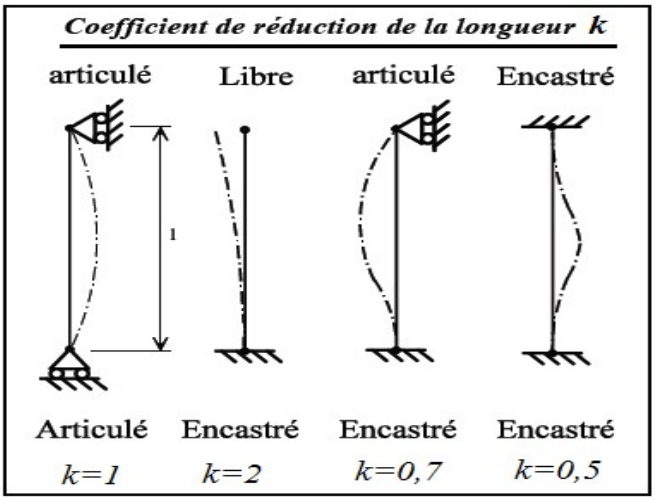
2. Stabilité au flambement

2.1. Élancement

λ : facteur d'élancement du poteau $\lambda = \frac{kl}{r}$

r : rayon de giration de la section du poteau $= \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec



I: moment quadratique (d'inertie) en m^4.

A : section du poteau (A=a*b) en m².

l : longueur (hauteur) du poteau en m.

Élancement en fonction de la forme su poteau

Forme de la section	I_{min}	A	r	λ
carrée	$\frac{a^4}{12}$	$a \times a$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\frac{2\sqrt{3}\,kl}{a}$
rectangulaire	$\frac{a^3 b}{12}$	$a \times b$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\frac{2\sqrt{3}\,kl}{a}$
circulaire	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4kl}{D}$

2.2. Résistance de calcul

S'il y a risque de flambement (élancement λ supérieur à 25)

Le processus de calcul est le suivant :

1. Détermination de l'effort de calcul N_u = 1,35*G + 1,5*Q
2. Calcul de l'élancement λ
3. Calcul de la contrainte moyenne σ_{moy}

- **Contrainte de calcul d'un béton**

f_{c28} x 0,85 (coefficient réducteur pour mise en charge de longue durée)/1,5 (coefficient de minoration).

Pour le béton, la contrainte qui ne pourra pas être dépassée (contrainte de calcul) est la contrainte caractéristique multipliée par un coefficient réducteur (pour chargement permanent) et divisée par le coefficient de minoration.

- **Contrainte de calcul d'un acier**

f_e/1,15 (coefficient de minoration)

Pour l'acier, la contrainte qui ne pourra pas être dépassée (contrainte de calcul) est la contrainte caractéristique divisée par le coefficient de minoration.

La contrainte moyenne dans la colonne à l'ELU sans risque de flambement sera donc de :

$$\sigma_{moy} = (98\ \% \times \frac{f_{c28} \times 0{,}85}{1{,}5}) + (2\% \times \frac{f_e}{1{,}15})$$

(Nous considérerons qu'il y a 2% d'acier dans les poteaux)

4. Détermination de la résistance de calcul du poteau : $A * \sigma_{moy}$

Il faut que : $A * \sigma_{moy} \geq {}^{N_u}/_{\alpha}$

Avec

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left({}^{\lambda}/_{35}\right)^2} \qquad \lambda > 50 \Rightarrow \alpha = 0.6\left({}^{50}/_{\lambda}\right)^2$$

5. Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec une autre section et ainsi de suite.

❺ VOILES

1. Généralités

Il est désigné par murs ou voiles en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant principalement des charges verticales. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées directement à leur emplacement définitif dans la construction.

2. Murs préfabriqués

Le DTU 22 donne la définition suivante :

On entend par mur en panneaux préfabriqués de grandes dimensions, les ouvrages verticaux réalisés par assemblages de parties de murs fabriquées à l'avance répondant aux caractéristiques dimensionnelles suivantes :

- la longueur maximale est de l'ordre de 8 mètres,

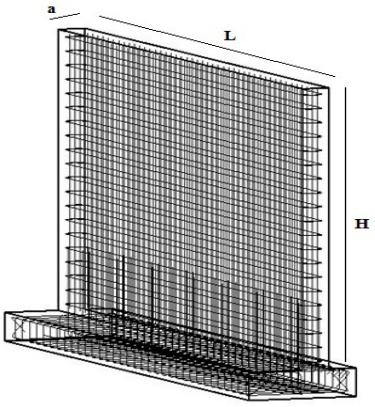
- la hauteur utile est égale à une fois la hauteur d'étage.

- leur surface est inférieure à 30 m^2.

L'épaisseur minimale courante de base est de 15 cm pour les plaques pleines

3. Pré-dimensionnement rapide et en fonction des sollicitations

On entend par « voiles », les porteurs verticaux qui se distinguent des poteaux par le rapport entre sa longueur « L » et son épaisseur « a » vérifiant **L/a ≥ 4**



3.1. Pré-dimensionnement rapide

$$a \geq H/20$$

Les valeurs courantes sont de 0,15m à 0,20m en fonction de la charge supportée et de l'isolement acoustique recherché.

3.2. Pré-dimensionnement en fonction des sollicitations

$a * L = Nu / (0,6 * f_{c28})$ (voir chap. Poteaux)

4. Stabilité au flambement

4.1. Élancement

λ : facteur d'élancement du poteau $\lambda = \frac{kl}{r}$

r : rayon de giration de la section du poteau $= \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec k :

Liaison du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeurs de k	
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

4.2. Résistance de calcul

Le processus de calcul est le suivant :

1. Détermination de l'effort de calcul $N_u = 1,35*G + 1,5*Q$
2. Calcul de l'élancement λ
3. Détermination de la résistance de calcul du poteau : $A * \sigma_{moy}$

Il faut que : $A * \sigma_{moy} \geq {}^{N_u}/_{\alpha}$

Avec

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left({}^{\lambda}/_{35}\right)^2} \qquad \lambda > 50 \Rightarrow \alpha = 0.6\left({}^{50}/_{\lambda}\right)^2$$

4. Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec une autre section et ainsi de suite.

❻FONDATIONS

1. Généralités

Une fondation est l'élément qui transmet au sol les charges d'une construction.

Son étude nécessite :

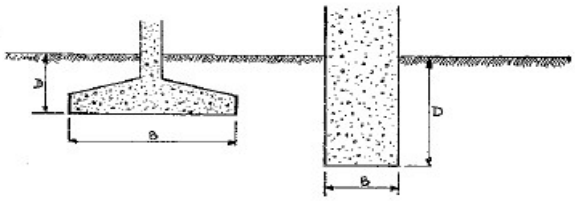
- d'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise ;
- et d'autre part, le dimensionnement de la structure fondation qui se décompose en la détermination de ses dimensions compte-tenu de la capacité du sol et de la capacité portante de la structure proprement dite.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

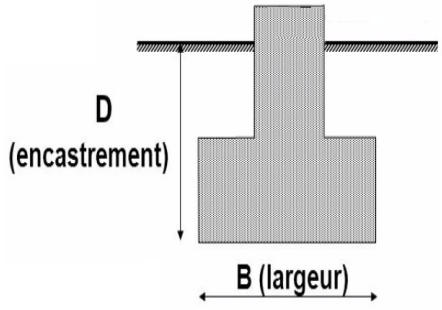
- la fondation superficielle (isolée, filante, radier)
- la fondation semi-profonde (puits)
- la fondation profonde (pieux)

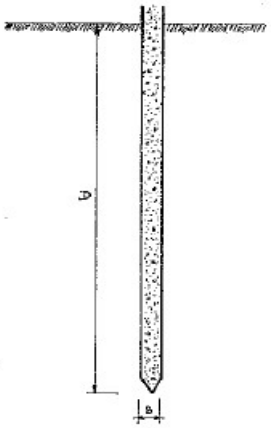
$D < 3$ et $\frac{D}{B} < 6$ fondations superficielles

$D \geqslant 3$ et
- $6 \leqslant \frac{D}{B} < 10$ fondations semi-profondes
- $\frac{D}{B} \geqslant 10$ fondations profondes



Fondations superficielles

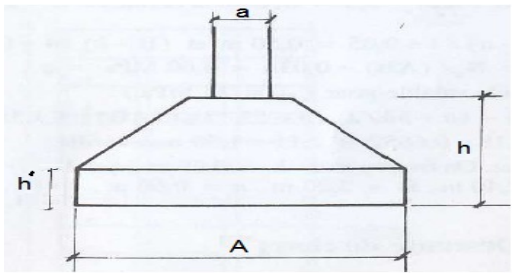




Fondations profondes

1.1. Semelles superficielles

- Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux.



Tronconique (glacis) si h>0,35m…partie droite de hauteur h' >= 0,20m

- Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.

- La fondation sur radier général : est utilisée lors de la construction sur un terrain compressible (résistance du sol faible) dont la résistance insuffisante contraint d'établir des semelles de très grandes largeurs.



En première approximation l'épaisseur des éléments constitutifs du radier est déterminée par : h ⟨Lx/20, Lx est la distance entre les axes des poteaux. h de 40 à 80 cm pour les bâtiments courants.

1.2. Fondations semi-profondes: Puits

Fondation jusqu'à 6 mètres environ, de forme parallélépipédique ou cylindrique, de 1 mètre de diamètre environ, généralement en gros béton (armé ou pas) employée lorsque le sol résistant est loin de la surface.





Dimensions

- **les côtés** des puits varient de 1 m à 1,50 m ;
- **les diamètres** également de 1 m à 1,50 m ;
- **la distance entre axes** varie de 4 m à 8 m et dépend :
  - des efforts à supporter,
  - de la section des puits,
  - des sections des longrines qui filent sur la tête des puits.
- **la base des puits :**
  - s'encastre de 20 à 50 cm dans le sol jugé résistant,

1.3. Fondations profondes: Pieux

Fondation spéciale constituée d'un élément de grande longueur, de forme généralement cylindrique, en métal ou en béton armé.

On distingue deux principaux types de pieux:

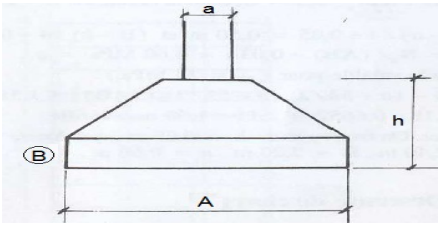
- le pieu battu (pièce préfabriquée en béton enfoncé verticalement dans le sol).
- le pieu foré et moulé (après forage à l'aide d'un tube métallique spécial, l'excavation est remplie de béton frais.





2. Pré-dimensionnement en fonction des sollicitations

2.1. Semelle isolée



$$h = 0{,}22\sqrt{N_u / \sigma_{adm}}$$

$$h \geq ((A-a)/4) + 0{,}05\,m$$

$$h \geq ((B-b)/4) + 0{,}05\,m$$

Avec :

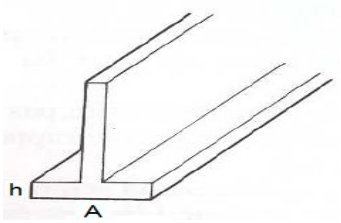
N_u = charge ELU supportée par la semelle en MN;

h = hauteur totale de la semelle en m;

σ_{adm} = contrainte de calcul du sol en MPa;

a et b = largeurs du poteau en m.

2.2. Semelle filante



2.2.1. Largeur A

$$A = P / \sigma_{adm}$$

Avec :

$$P = N_u + 1{,}35\, P_2$$

Avec :

N_u = charge ELU appliquée en tête de semelle en MN/m (c.à.d. par longueur du voile).

P2 = poids propre de la semelle inconnu lors du dimensionnement, mais qu'on peut déterminer par approximations successives, car le poids propre ne représente que quelques pour cent de la charge appliquée (5%) (P2=0,05*N_u) en MN/m.

2.2.2. Hauteur h

Compte tenu des aciers qui sont, en général, disposés en un seul lit et de leur enrobage de 50mm en général, on peut admettre la relation conservative :

$$h \geq ((A - a)/4) + 0{,}05\, m$$