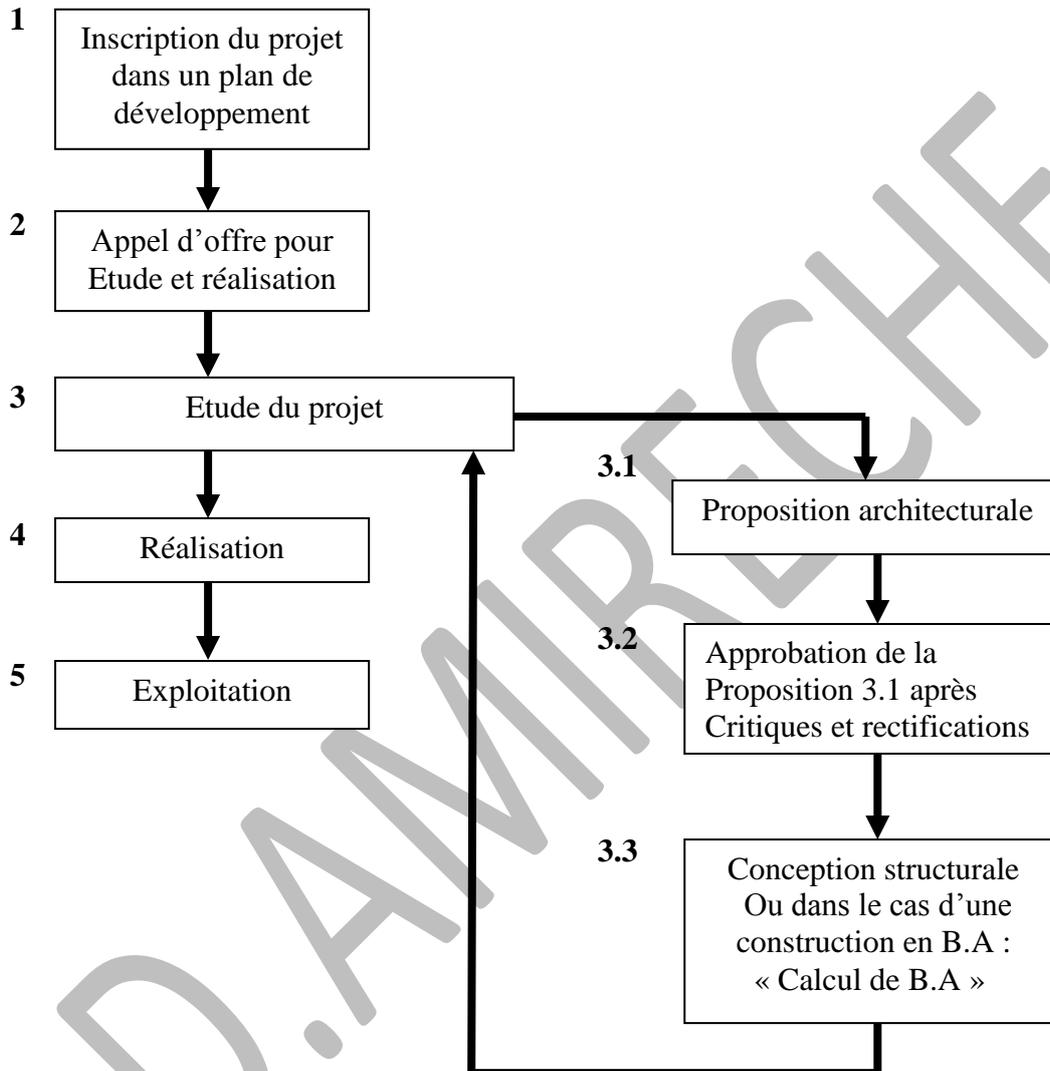


COURS

GENERALITES

La naissance d'un ouvrage, pour répondre à un besoin donné de la population, passe nécessairement par les phases globales de l'organigramme ci-dessous :



Les constructions, quelles qu'elles soient, doivent être conçues pour répondre à des demandes bien explicites dictées par des limites architecturales, structurales et environnementales. Pour réaliser une construction, il faut tenir compte de plusieurs facteurs qui sont :

- ✓ L'enveloppe financière qui permet de répondre aux exigences de réalisation, d'exploitation, de réparation et d'entretien.
- ✓ L'environnement ou site : le choix se fait sur des critères bien précis permettant de répondre aux exigences de situation, d'acoustique, d'hygiène, d'hygrométrie etc.
- ✓ D'intégration sociologique : ce qui inclut au préalable une étude sur le respect de l'intimité, la possibilité ou non de devenir propriétaire, la possibilité de créer des équipements adéquats etc.

Pour les ingénieurs, l'étude comprendra l'organisation ; le fonctionnement et la résistance des constructions. Il y a deux branches distinctes et complètement dépendantes l'une de l'autre qui servent à l'ingénieur : ce sont l'analyse des structures et la mécanique des structures (ou la résistance des matériaux). La première se consacre aux éléments structuraux et à leurs dispositions, aux forces agissant sur les structures, aux conditions assurant l'équilibre de ces dernières et au cheminement des efforts dans la matière constituant les différentes parties des constructions. La mécanique des structures, quant à elle, recherche les meilleures formes et dimensions à donner à la structure et à ses composants pour leur permettre de résister avec sécurité à l'action des efforts qui les sollicitent : en cherchant à obtenir ce résultat d'une manière aussi économique que possible.

A noter qu'une structure est composée des :

- Eléments horizontaux : planchers, dalles, poutres, etc.
- Eléments verticaux porteurs : poteaux, voiles,
- Eléments divers : escaliers, rampes, etc.
- Fondations : semelles, pieux.

La résistance des matériaux est donc, une des branches mécaniques s'intéressant au comportement des corps solides, sujets aux différents types de chargement. Les corps solides considérés sont déformables et comprennent, principalement :

- Barres** : ce sont les corps dont la longueur est nettement supérieure aux autres dimensions (membres axialement chargés).
- Poutres** : ce sont les barres travaillant à la flexion (éléments horizontaux).
- Plaques** : ce sont les corps dont deux dimensions sont nettement supérieures à la troisième (dalles-éléments horizontaux).
- Enveloppes** : ce sont les plaques courbées.
- Poteaux et voiles** : éléments porteurs verticaux.

Essentiellement, les objectifs de cette étude seraient la détermination des contraintes et des déformations produites par les charges. Si ces quantités peuvent être déterminées, pour toute valeur de charge jusqu'à celle de rupture, nous aurions donc une image complète du comportement mécanique du corps.

La compréhension du comportement mécanique est indispensable pour une conception meilleure « économique, esthétique et de résistance » des structures.

Le but du présent module s'inscrit, donc, dans la phase (3.3) de l'organigramme ci-dessus, car il s'agit, essentiellement, à ce stade du projet, d'assurer à la structure de l'équipement, les qualités indispensables pour garantir la sécurité de l'utilisateur et une bonne exploitation de l'ouvrage. Pour ce faire, le concepteur est amené à étudier les points suivants :

1. Résistance : les éléments structuraux doivent être assez solides pour résister aux forces imposées à la construction. Ceci dit, les forces appliquées peuvent tendre l'élément sous une condition et le comprimer sous une autre, ou même, lui faire subir une torsion ou une flexion, dans d'autres circonstances.

2. Stabilité : l'ouvrage ne doit pas s'effondrer, se renverser ou s'écrouler à défaut de rigidité. Il doit avoir un renforcement suffisant, pour que les murs, par exemple, restent à un angle droit avec le plancher.

3. Fonction ou état de service : les usagers ou les occupants doivent trouver l'ouvrage, confortable. Les éléments structuraux doivent être rigides, de sorte que les planchers, par exemple, demeurent horizontaux et l'ouvrage ne doit pas osciller ou se balancer excessivement. L'équipement ne doit pas coulisser ou glisser vers le milieu des chambres à cause d'une flexion excessive du plancher. Ceci dit, l'état de service doit permettre à la structure, le service le plus long possible au profit de l'utilisateur.

L'ouvrage pourrait satisfaire une ou deux des trois exigences sus-citées, mais à moins qu'il ne les remplisse toutes les trois, c'est la rupture. Par exemple, la poutre pourrait avoir une résistance suffisante, mais elle fléchit excessivement, elle s'effondrera à l'état de service. Donc, il est impératif que l'ouvrage doit réunir les trois conditions, simultanément.

Dans le domaine du bâtiment et en fonction des données technico-économiques, le concepteur peut opter soit pour des ouvrages :

- En maçonnerie,
- En bois,
- En profilés métalliques,
- En béton armé,
- En béton précontraint,
- A structure mixte.

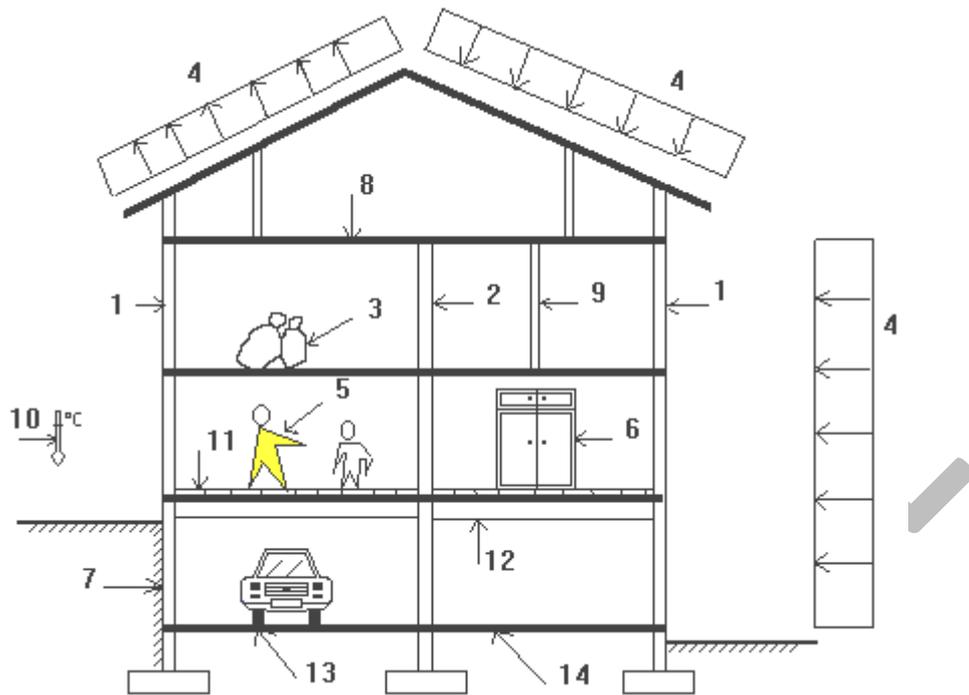
Sollicitations appliquées sur les structures

1. Définition

Les actions sont des forces ou des couples directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir de déformations imposées aux structures telles que dilatations, tassements d'appuis, retraits, etc. Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal c'est à dire qu'elles sont connues dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels. Elles sont donc la base d'appréciation des obligations des constructeurs ainsi que des responsabilités des utilisateurs (cahier des charges).

2. Nature des actions

Considérons la coupe schématique d'un immeuble :



Légende

- | | |
|------------------------|-----------------------------|
| 1 - Mur de façade | 8 - Plancher en béton armé |
| 2 - Mur de refend | 9 - Cloisons |
| 3 - Charge | 10 - Température |
| 4 - Action du vent | 11 - Revêtement de plancher |
| 5 - Personnes | 12 - Poutre en béton armé |
| 6 - Meuble | 13 - Automobile |
| 7 - Poussée des terres | 14 - Sous-pression d'eau |

Toutes ces actions peuvent être classées en actions permanentes d'intensité constante ou très peu variables, et en actions variables dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Nous pouvons encore décomposer ces actions permanentes et variables.

2.1 Les actions permanentes : Symbole (G)

- les charges amenées par le poids propre de la structure: ce sont, dans la figure ci-dessus, les charges 1 et 2 dues aux murs de façades et refends ainsi que celles amenées par les planchers et les poutres en béton armé 8 et 12.

- les charges amenées par les poids des autres éléments de la construction: ce sont les charges amenées par les cloisons 9, les revêtements de plancher 11, la couverture et les équipements fixes.

- les poussées des terres 7 et les pressions éventuelles de liquides telles que les sous pressions d'eaux dues aux nappes phréatiques 14.

- les actions dues aux actions différées comme par exemple le raccourcissement par retrait du béton dans le plancher en béton armé 8.

Les actions permanentes résultent du poids spécifique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton une masse volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$. Les normes précisent les poids volumiques des divers matériaux et ouvrages. Les équipements fixes font partie de ces charges telles les cloisons de distribution.

Les poids, les poussées et les pressions dues à des terres ou des liquides interviennent en actions considérées permanentes lorsque le niveau de ces derniers varie peu.

Le retrait, faisant partie des déformations imposées à une construction, est une caractéristique du béton et correspond à une rétraction du béton pendant les phases de prise et de durcissement. Prendre en compte les effets du retrait dans une construction, revient en général à éviter la fissuration. On peut ainsi prévoir des joints, des phases de coulage alternées ou des éléments fractionnés.

- les charges amenées en cours d'exécution qui proviennent des équipements (lourds) de chantier non visibles sur la figure ci-dessus.

- les actions de la température dues aux variations d'ambiance en cours de journée 10.

Le fluage du béton constitue un phénomène de déformations différées sous l'effet d'un chargement de longue durée. Il peut entraîner des redistributions d'efforts ou des variations dimensionnelles différentielles. L'influence de ce phénomène est très fréquemment négligée.

2.2 Les actions variables: Symbole (Q1)

pour les actions de base et (Qi) pour les actions d'accompagnement.

- les charges d'exploitation comme les charges concentrées 3, les personnes 5, les meubles 6 et l'automobile 13.

- les charges climatiques fixées par des textes réglementaires telles le vent 4 ou éventuellement la neige.

- les charges amenées en cours d'exécution qui proviennent des équipements (légers) de chantier non visibles sur la figure ci-dessus.

- Les charges d'exploitation : Symbole (QB) en bâtiment et (Qr) pour les ponts .

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le "poids des utilisateurs" et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. Un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs différentes mais au moins égales.

Par exemple, pour des bâtiments à usage d'habitation et pour des pièces servant à l'hébergement, on prévoira une charge de $1,5 \text{ KN/m}^2$.

Les bâtiments d'habitation et d'hébergement de plusieurs niveaux, peuvent donner lieu à une dégression des charges d'exploitation lorsque l'occupation de ces niveaux peut être considérée comme indépendante. Effectivement, il est particulièrement rare que tous les niveaux d'une construction soient chargés à leur valeur maximale au même moment. La norme prévoit donc des coefficients de pondération à appliquer aux charges de chaque niveau avant de les ajouter.

- Les charges climatiques : Symbole (W) pour le vent et (Sn) pour la neige

Ces actions sont définies dans les règlements adéquats. Le vent est assimilé à des efforts statiquement appliqués à la construction et qui mettent la structure résistante en vibration. Ils dépendent de la région, du site (abrité ou exposé), de l'altitude, et des dimensions.

- Les charges appliquées en cours de construction :

Ces charges proviennent en général des équipements de chantier, de coffrage, de transport et de levage ou des dépôts de matériaux, mais il peut s'agir aussi de problèmes d'étalement. En

effet, les méthodes de construction jouent sur la répartition des efforts et amènent parfois à solliciter les ouvrages prématurément avec des charges importantes alors que le béton n'a pas souvent atteint la valeur de sa résistance de calcul. Il y a donc lieu de s'en préoccuper à l'étude.

- Les actions de la température : Symbole (T)

Lorsqu'une construction est soumise à une variation brutale de sa température, ses dimensions ont tendance à se modifier proportionnellement à son coefficient de dilatation. Si cette dilatation ne peut pas s'effectuer librement, il se produit des auto contraintes qui provoquent des efforts internes. Par exemple, une variation journalière de 30°C sur un mur pignon peut amener une contrainte de 3,5 MPa dans le matériau. Il faut donc placer des joints ou faire un calcul faisant intervenir des coefficients de dilatation.

- Les actions accidentelles : Symbole (F_A)

Ce sont des phénomènes rares, de brève durée d'application. On peut citer en exemple les séismes, les chocs, les explosions. Leur valeurs sont fixées par des textes réglementaires en particulier les règles parasismiques.

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

CHAPITRE 1 : DESENTE DE CHARGE : Pré dimensionnement des fondations

COURS

INTRODUCTION:

Les dimensions transversales des semelles sont proportionnelles à l'effort qui leur est normal ($N = P$), émanant de la superstructure. Il est donc nécessaire d'évaluer ce dernier. Pour ce faire, il faut envisager l'effet le plus défavorable ($N^{\max} = P^{\max}$); c'est-à-dire, l'élément porteur vertical le plus sollicité, donc, recevant la plus grande surface afférente.

PRINCIPE DE CALCUL:

La démarche d'évaluation de la descente de charge consiste à :

- l'établissement du mode de cheminement des charges vers les zones d'appui en réalisant un schéma faisant apparaître les éléments porteurs repris et les surfaces reprises de plancher.
- la quantification des charges reprises en distinguant les charges permanentes et les charges variables.
- la détermination des efforts résultant sur les éléments à dimensionner.

CHARGES PERMANENTES:

Les charges permanentes résultent du poids spécifiques (γ) des matériaux mis en œuvre et des dimensions de coffrage correspondantes. On admet par exemple, pour le béton armé $2.5 \text{ t} / \text{m}^3$ pour les éléments fortement ferraillés, tel que les poutres et poteaux; et $2.4 \text{ t} / \text{m}^3$ pour les éléments faiblement ferraillés, tel que les dalles et poutrelles. Il existe des normes qui précisent les poids spécifiques de divers éléments d'ouvrages et de certaines matières ou matériaux.

Les équipements fixes importants font partie des charges permanentes, mais les équipements fixes légers (faux plafonds, canalisations, moquettes, etc....) sont souvent classés dans les charges d'exploitation. Les cloisons sont normalement considérées comme des charges permanentes.

CHARGES D'EXPLOITATION:

Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et à un mode normal d'occupation. Il peut s'y ajouter les équipements fixes légers et parfois les cloisons.

Dans les locaux courants (d'habitation, d'hébergement, d'enseignement, d'hospitalisation, de bureau, de commerce, d'activités sportives, etc....), la charge d'exploitation est définie, d'une part par une charge concentrée de 200 Kg , appliquée sur un diamètre de 2.5 cm (poids d'un meuble lourd) et d'autre part, par une charge répartie uniformément répartie. On a par exemple:

- locaux d'habitation et d'hébergement..... $150 \text{ Kg} / \text{m}^2$
- bureaux et salles de travail et réunion..... $250 \text{ Kg} / \text{m}^2$
- locaux publics, halls..... de 400 à $500 \text{ Kg} / \text{m}^2$

ACTIONS DIVERSES:

Il existe aussi d'autres actions telles que les actions climatiques (vent, neige) et les actions sismiques qu'il faut prendre en considération dans les combinaisons de charge, si cela s'avère nécessaire.

TYPES DE STRUCTURES A ETUDIER:

I / STRUCTURES A PORTIQUES (poteaux-poutres)

Comparativement aux structures à refends ou à murs en béton armé (BA) les structures à portiques sont plus légères et moins encombrantes, mais elles sont plus déformables sous l'action des efforts horizontaux.

- évaluation de la surface qui revient à chaque poteau d'angle de rive ou intermédiaire
- la charge doit être concentrée sur le poteau
- la descente de charge se fait généralement sur le poteau le plus sollicité, la charge totale obtenue permet alors de calculer les dimensions de la semelle qui est isolée, dans ce cas là
- les dimensions de la semelle (AxB) doivent être proportionnelles à celle du poteau (axb) : $(a/b) = (A/B) = K$ (K = 1 pour un poteau carré)

II / STRUCTURES A REFENDS (murs en BA)

Les structures à refends ou à murs en BA se caractérisent par leur isolation acoustique, inertie thermique, bon contreventement et leur faible déformation verticale mais elles sont moins économiques

- la charge est linéaire sur le mur
- la semelle est continue sous le mur
- une seule dimension est à déterminer (largeur)

Remarques:

- les dimensions de la semelle sont fonction de la charge et la nature du sol:

$$\sigma^{\max} = (P_{\text{totale}}^{\max} / S_{\text{semelle}}) \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{semelle}} \geq P_{\text{totale}}^{\max} / \sigma_{\text{sol}}$$

- deux semelles rapprochées peuvent être jumelées
- si les semelles isolées ont tendance à occuper presque tous les entre axes des poteaux; on peut opter pour une semelle continue
- si les semelles isolées sont trop rapprochées (autant longitudinales que transversales); on peut opter pour un radier général
- dans le cas du radier général, la descente de charge se fait sur l'ensemble des éléments porteurs
- dans le cas des fondations profondes, puits ou pieux, la charge appliquée sur les semelles en tête (de transition) est divisée suivant le nombre de pieux par semelle ou transmise au puit.

DEGRESSION DES SURCHARGES:

Pour les bâtiments à étages, il n'est pas à prévoir que les surcharges sont appliquées simultanément avec l'intensité maximale. Donc, les charges variables d'exploitation (non compris les cloisons et équipements fixes) des niveaux intervenant dans le calcul d'un élément porteur, peuvent faire l'objet d'une dégression qui est fonction du nombre de niveaux concernés et ce à chaque fois que l'occupation de ces niveaux peuvent être considérée comme indépendante. La réduction s'applique donc aux charges variables d'exploitation des locaux d'habitation; en partie à celles des bureaux (au-delà de $1 \text{ KN} / \text{m}^2$), mais ne s'applique pas aux locaux industriels ou commerciaux.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sous toit ou sous terrasse couvrant le bâtiment; $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers successifs des étages 1, 2, 3,n à partir du sommet du bâtiment. pour tenir compte des surcharges réduites, on procède comme suit:

Sous toit ou sous terrasse : Q_0

Sous dernier étage (étage 1) : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage suivant en descendant (étage 3) : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

.....

 Sous étage suivant en descendant (étage n) :

$$Q_0 + [(3+n) / (2n)] (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $(3+n) / (2n)$ est valable pour $n \geq 5$

Dans le cas où la surcharge est identique à tous les niveaux, c'est-à-dire : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n = Q$; elle est affectée d'un coefficient de dégression variant de 1 à 0.5 par pas de 0.1 par plancher successif à partir de l'étage sous terrasse et en descendant :

Sous terrasse Q_0

Etage 1 Q

Etage 2 $0.9 Q$

Etage 3 $0.8 Q$

Le coefficient de réduction étant de 10 % par étage jusqu'à 50 %, valeur conservée pour les étages inférieures.

GENERALITES SUR LES FONDATIONS

I/ INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposants sur le sol, ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est à dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires, afin de fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Les calculs des fondations sont effectués, tant pour leurs dimensions extérieures que pour leurs armatures, à l'état limite ultime. Pour ce faire, la méthode la plus simple et généralement utilisée est la « **méthode des bielles comprimées** ». Cette théorie suppose que la pièce est massive et que la répartition des contraintes sous la semelle est uniforme. Elle envisage la transmission des efforts par l'intermédiaire des bielles comprimées.

II/ CONTRAINTES ADMISSIBLES SUR LE SOL :

Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance au vu des sols rencontrés, des réalisations existantes etc. A défaut d'essais expérimentaux, on pourra prendre les valeurs moyennes suivantes :

Sols pulvérulents en couches résistantes :

- Sable fin et moyen..... 1 à 2 bars
- Sable grossier (1 à 3 mm)..... 2 à 3 bars
- Sable et gravier (jusqu'à 70 mm)..... 3 à 4 bars

Sols cohérents (argile) protégés contre toute infiltration d'eau :

- Mou..... 0.4 bars
- Consistant..... 0.8 bars
- Mi-dur..... 1.5 à 3 bars
- Dur..... 3 à 5 bars

En profondeur, les sols pulvérulents peuvent voir leurs contraintes admissibles données ci-dessus, augmentées sensiblement. A défaut d'essais, ces taux peuvent être doublés à 5m, quadruplés à 10m et multipliés par 8 à 15m de profondeur. Pour des valeurs intermédiaires de la profondeur, interpoler.

Dans le cas où les contraintes admissibles du sol ne sont pas fixées à l'avance, elles seront établies à partir de plusieurs théories ou formules issues d'auteurs divers, basées sur les caractéristiques géotechniques du sol, connues à la suite d'essais.

On ne fonde jamais un bâtiment sur de la terre végétale.

APPLICATION

I/Fondations superficielles

1. Semelles sous poteaux ou isolées

Exercice 1

Les figures ci-dessous montrent la vue en plan et le portique transversal d'une construction à usage d'habitation en (R+1 + terrasse inaccessible sauf pour entretien).
 Calculer les dimensions de sa semelle la plus sollicitée.

Données :

- ✓ Poutres transversales et longitudinales en béton armé : de section (30x50)Cm²
- ✓ Longrines transversales et longitudinales en béton armé : de section (30x50)Cm²
- ✓ Poteaux en béton armé de section (axb) : (30x30)Cm²
- ✓ Dalle R.D.C. en béton armé : d'épaisseur e = 14 Cm
- ✓ Poids volumique du béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Terrasse et étage courant en corps creux : de poids surfacique 2.5 KN/m²
- ✓ Sol cohérent argileux dur : de capacité portante $f_{SOL} = 5 \text{ bars}$
- ✓ L'acrotère en béton armé : de section 0.07 m²
- ✓ Le poids surfacique total (inclus les revêtements ext et int) de la double murette périphérique 3 KN/m²

✓ Revêtement :

Terrasse : gravillon – étanchéité – isolation – forme de pente : 3 KN/m²

Étage courant : carrelage + mortier de pose + plâtre : 0.64 KN/m²

R.D.C : carrelage – mortier de pose : 0.5 KN/m²

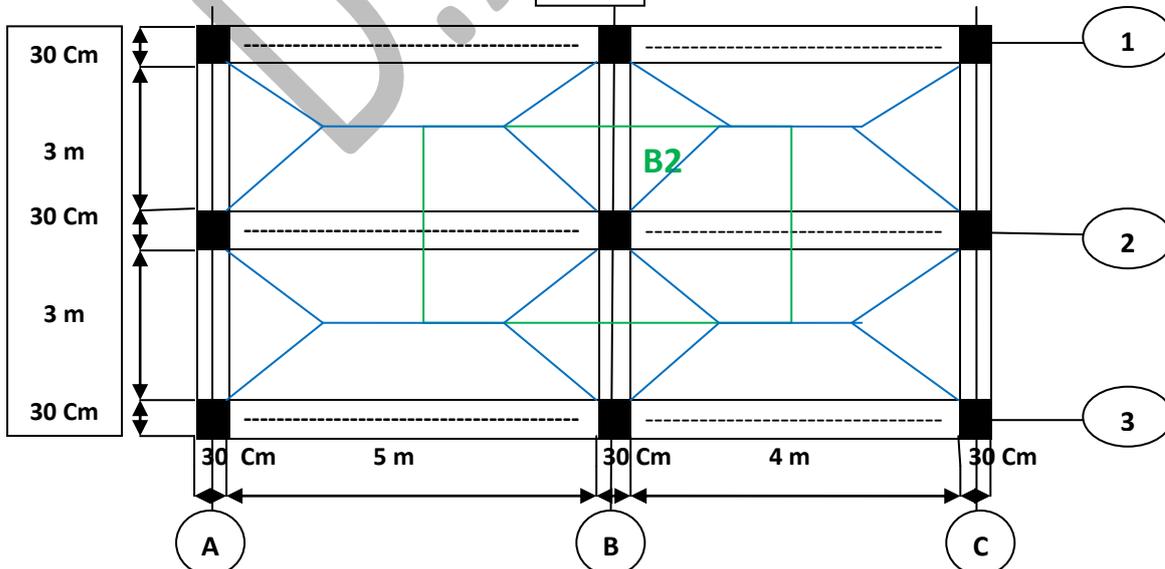
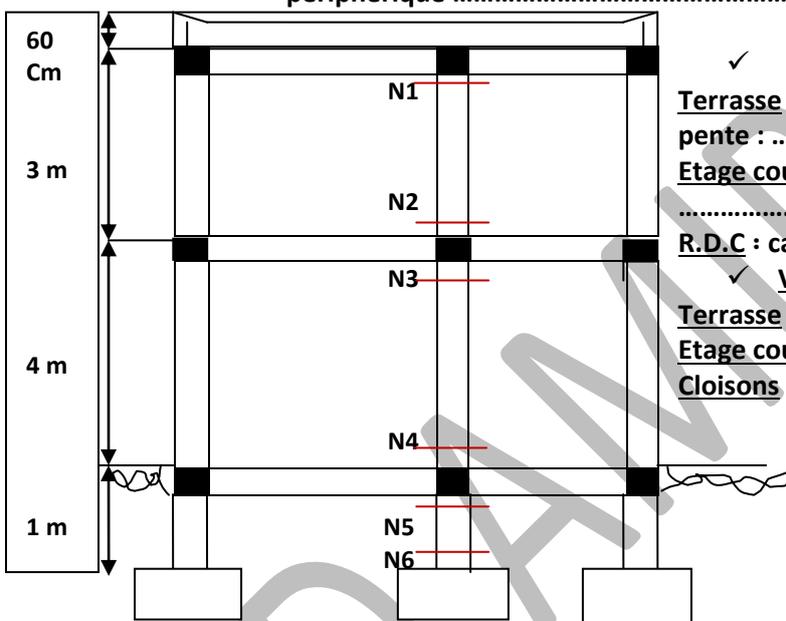
✓ Valeurs des surcharges :

Terrasse : 1 KN/m²

Étage courant ou R.D.C : 1.5 KN/m²

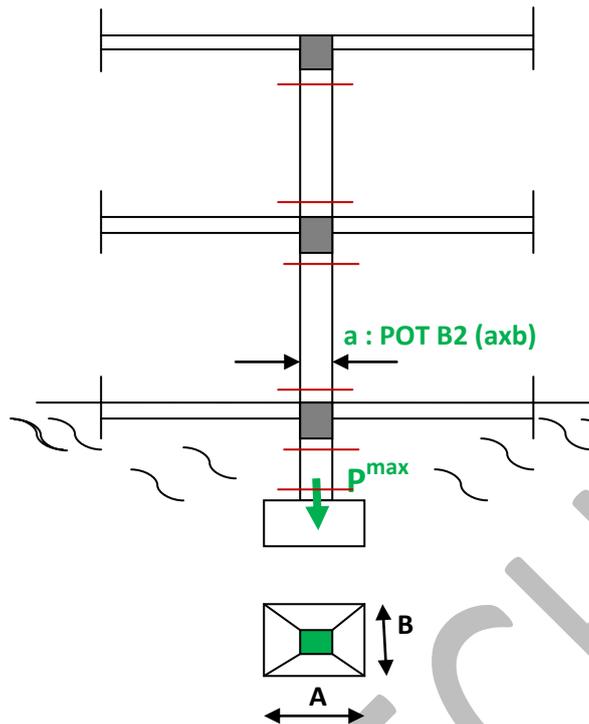
Cloisons : 0.75 KN/m²

PORTIQUE TRANSVERSAL



VUE EN PLAN

SOLUTION :



$$\sigma^{\max} = N^{\max} / S = P^{\max} / S \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S = (A \times B) \geq P^{\max} / \sigma_{\text{sol}}$$

La semelle rectangulaire (AxB) homothétique d'un poteau rectangulaire

(axb) : $A/B = a/b = 30/30 = k = 1 \rightarrow A = B$: semelle carrée \rightarrow

$A = B \geq \sqrt{(P^{\max} / \sigma_{\text{sol}})}$. Avec :

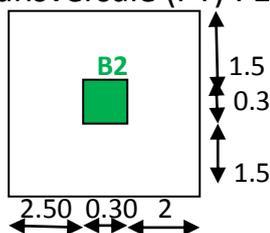
$P^{\max} = G^{\max} + Q^{\max} = 1.35 g + 1.5 q$: Etat limite ultime de résistance (ELU).

Le poteau le plus sollicité apportant l'intensité maximale de la charge est celui dont la surface afférente est la plus grande, calculée suivant les lignes de rupture (entre axes des poteaux : en couleur bleue), ce qui correspond au poteau B2 :

Désignation	Poteau d'angle	Poteau de rive	Poteau intermédiaire
Surface Afférente (m ²)	A1 = A3 = 2.65 x 1.65 C1 = C3 = 2.15 x 1.65	A2 = 2.65 x 3.30 B1 = B3 = 4.80 x 1.65 C2 = 2.15 x 3.30	B2 = 4.80 x 3.30

Longueur afférente à la poutre longitudinale (PL) : 2.50 + 2 = 4.50 m.

Longueur afférente à la poutre transversale (PT) : 1.5 + 1.5 = 3.00 m.



Calcul de la force (P^{max}) apportée par le poteau B2 et dimensions planes (Ax B) de la semelle.

Section (Ni)	Charge permanente : g (KN)	Charge d'exploitation : q (KN)
Sous plancher terrasse : N1	<u>Revêtement</u> : $(4.8 \times 3.3) \times 3 \text{ KN/m}^2 = 47.52$ <u>Corps creux</u> : $(4.5 \times 3) \times 2.5 \text{ KN/m}^2 = 33.75$ <u>Poutres en (BA) : (PL + PT)</u> : $(4.5 + 3) \times (0.3 \times 0.5) \times 25 \text{ KN/m}^3 = 28.125$	$(4.8 \times 3.3) \times 1 \text{ KN/m}^2 = 15.84$
Somme	109.395	15.84
Base poteau en (BA) : N2	$(0.3 \times 0.3 \times 3) \times 25 \text{ KN/m}^2 = 6.75$	////////
Somme	6.75	////////
Sous plancher étage courant : N3	<u>Revêtement</u> : $(4.5 \times 3) \times 0.64 \text{ KN/m}^2 = 8.64$ <u>Corps creux</u> : 33.75 <u>Poutres en (BA) : (PL + PT)</u> : 28.125	$1.5 + \text{cloisons} = 1.5 + 0.75 = 2.25 \text{ KN/m}^2$ $(4.5 \times 3) \times 2.25 \text{ KN/m}^2 = 30.375$
Somme	70.515	30.375
Base poteau : N4	6.75	////////
Somme	6.75	////////
Sous RDC : N5	<u>Revêtement</u> : $(4.5 \times 3) \times 0.5 \text{ KN/m}^2 = 6.75$ <u>Dalle en (BA)</u> : $(4.5 \times 3 \times 0.14) \times 25 \text{ KN/m}^2 = 45.15$ <u>Poutres en (BA) : (PL + PT)</u> : 28.125	30.375
Somme	80.025	30.375
Base amorce poteau : N6	$(0.3 \times 0.3 \times 1) \times 25 \text{ KN/m}^2 = 2.25$	////////
Somme	2.25	////////
TOTAL	275.685	76.59
TOTAL A L'ELU	$1.35 \times 275.685 = 372.17475$	$1.5 \times 76.59 = 114.885$
$P^{max} = 372.17475 + 114.885 = 487 \text{ KN}$		
$A = B \geq \sqrt{(48700/5)} = 98.69 \text{ Cm}$; soit : $A = B = 1.00 \text{ m}$		

Remarque :

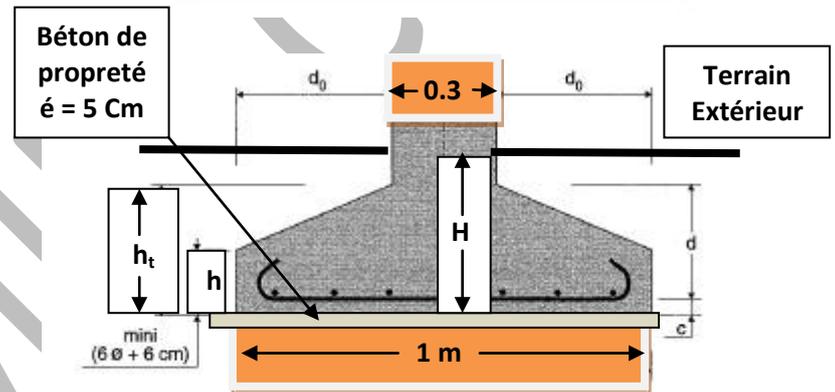
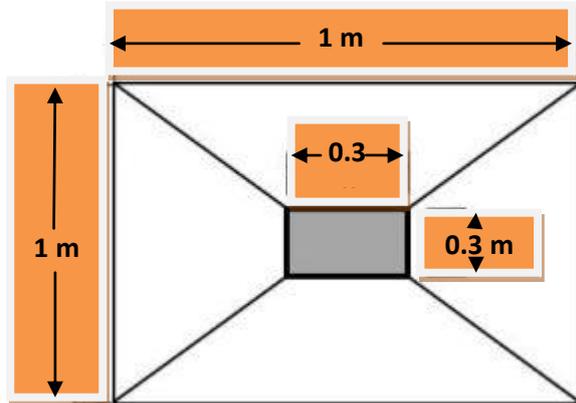
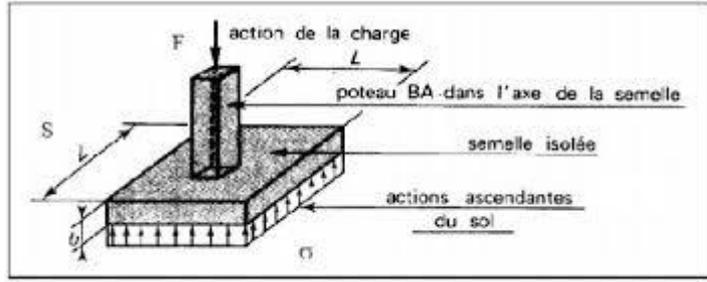
s'il y'a lieu d'évaluer la charge apportée par les poteaux d'angle (i.e : $A1 = A3 = 2.65 \times 1.65$) ou de rive (i.e : $A2 = 2.65 \times 3.30$) ; le procédé est similaire à celui du poteau intermédiaire (B2), déjà étudié. Cependant, dans ce cas de figure, les poids propres de l'acrotère (au niveau de la section N1) et de la double murette périphérique (au niveau de la section N2 et N4) sont à prendre en considération lors du calcul de la charge permanente (g).

Exemple :

Acrotère : Section N1 : $g = (2.65 + 1.65) \times 0.07 \text{ KN/m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 7.525 \text{ KN}$

Double murette périphérique : Section N2 et N4 : $g = (2.65 + 3.3) \times (3 - 0.5) \times 3 \text{ KN/m}^2 = 44.625 \text{ KN}$

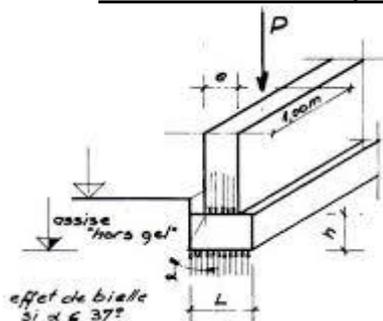
- $A^{\min} = 0.60 \text{ m}$: la plus petite des dimensions planes de la semelle.
- $h_t = d + e$: hauteur totale de la semelle. où : $h^{\min} = 20 \text{ Cm}$; avec :
 e : enrobage = 10 Cm
 d : hauteur utile =
 $d^{\min} = 1/4 [(A-a) ; (B-b)] = 17.5 \text{ Cm}$
 $\rightarrow h_t = 17.5 + 5 = 22.5 \text{ Cm}$
 Si cette condition de la hauteur utile (d) est satisfaite, la validité de la distribution uniforme des contraintes est admise et il n'est pas nécessaire de vérifier les conditions :
 - de poinçonnement du poteau
 - de la compression maximale du béton dans les bielles comprimées
 - de cisaillement maximal du béton à l'encastrement poteau-semelle
 et de surcroît, il n'est pas nécessaire d'armer la semelle à l'effort tranchant par des cadres étrières et épingles, il suffit d'introduire des armatures de chaînage.
- $h = \min (6 \phi + 6 \text{ Cm})$ où :
 ϕ : le plus gros diamètre utilisé dans la semelle.



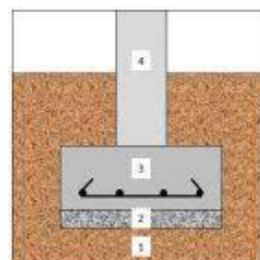
- H : garde au gel. $H^{\min} = 50 \text{ Cm}$ en région tempérée et 1.00 m en région montagneuse.
- d_0 : débord de la semelle par rapport à son élément porteur.
 $d_0 = \max (h_t/2 ; 10 \text{ Cm}) = \max (22.5/2 ; 10 \text{ Cm}) = 11.25 \text{ Cm}$.

Remarque : la rigole de la fondation doit être propre et mise rapidement à l'abri des intempéries. On procède alors, par coulage d'un gros béton qui peut intervenir pour assurer une première diffusion de la contrainte au sol.

2. Semelles sous murs, continues ou filantes



P en N/m.l.
 $\bar{\sigma}'$ sol en bars
 $L_m \approx \frac{P}{\bar{\sigma}'}$
 $L \leq e + 10 \bar{\sigma}' 20 \text{ cm}$

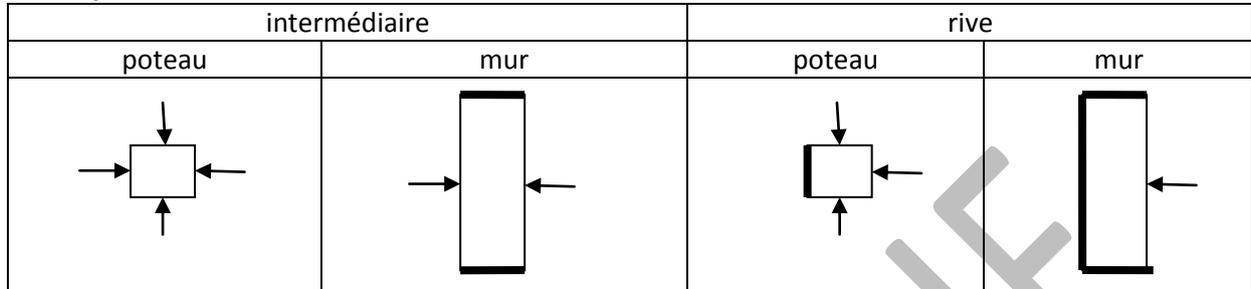


1. Sol d'assise hors gel
2. Béton de propreté
3. Semelle filante en béton armé
4. Mur

Dans le cas de la semelle filante ou continue (sous mur) ; les restrictions des dimensions pour la semelle isolée sous poteau restent valables, sauf que, dans ce cas de figure, la seule dimension horizontale à déterminer est la largeur (A) de la semelle, sa longueur étant celle du mur à supporter : $A \geq (P/\sigma_{sol})$ et $d^{min} = (A-a)/4$.

A noter que :

- L'intensité (P) transmise par le mur est par unité de mètre linéaire de sa longueur : KN/m.
- la répartition des surfaces afférentes se fait comme suit :

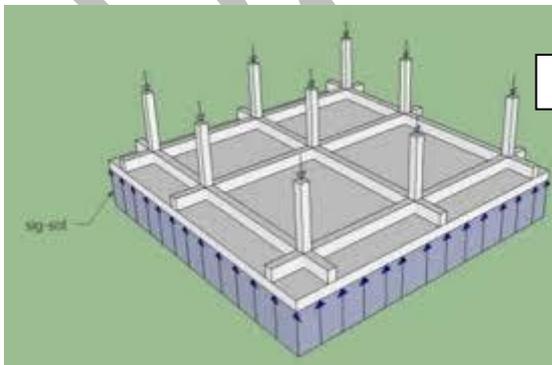
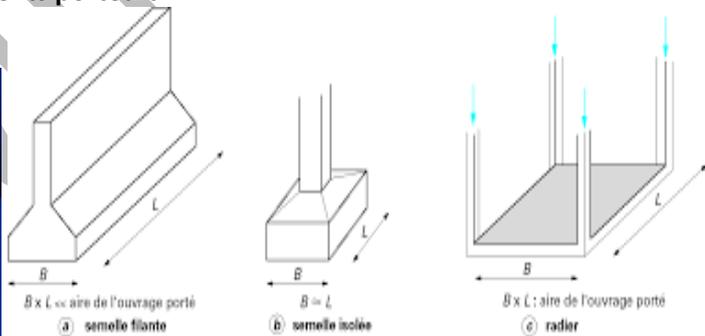
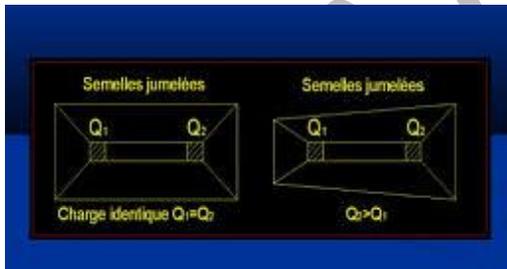


Struture verticale

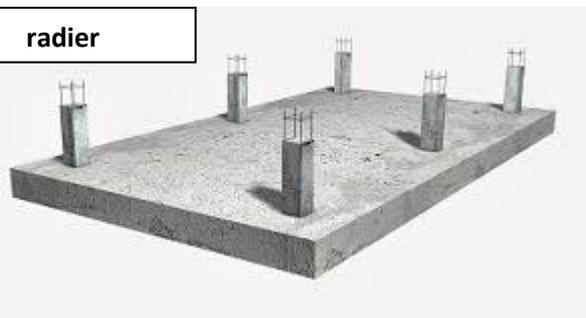
Type de structure	Avantages	Inconvénients
Ossature poteaux	Plus léger, moins encombrant	Plus déformable sous efforts horizontaux, plus difficile à calculer
Voiles	Isolation acoustique, inertie thermique, bon contreventement, faible déformation verticale	Moins économique

N.B :

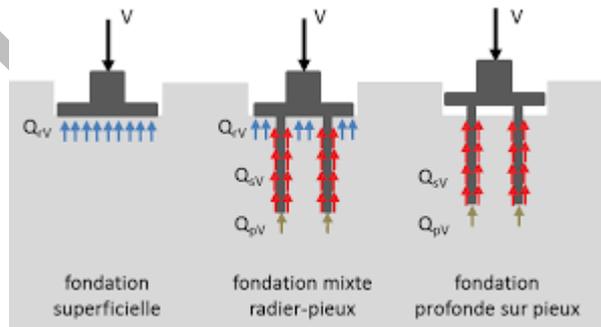
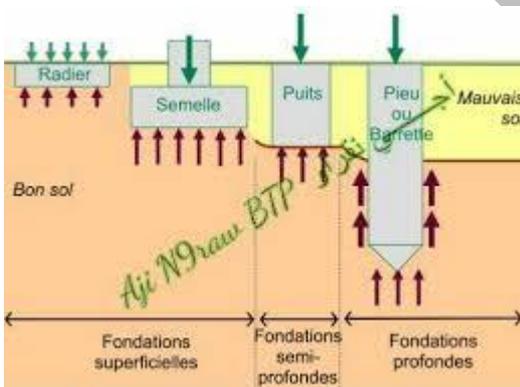
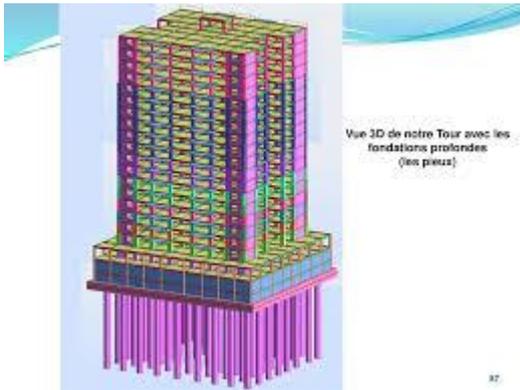
- si deux semelles sont trop rapprochées, elles peuvent être jumelées.
- si les semelles isolées ont tendance à presque occuper tous les entre-axes des poteaux, on opte pour une semelle continue.
- si les semelles continues sont trop rapprochées, on opte pour un radier général dont la descente de charge se fait sur l'ensemble des éléments porteurs.



radier



II/Fondations profondes



Introduction

Chaque fois que l'on doit fonder un ouvrage sur un terrain dont les couches superficielles sont trop compressibles (capacité portante du sol est faible), on a recours aux fondations profondes.

Le principe consiste à traverser les formations compressibles pour venir s'appuyer sur une couche suffisamment résistante (d'une profondeur courante allant jusqu'à 20 m).

Les fondations profondes peuvent être réalisées au moyen de pieux ou puits. Il n'y a pas de distinction entre pieux et puits : un pieu est un puits de gros diamètre (de 1 à 2 m de diamètre).

Les premiers pieux furent des pieux en bois, ils ont, de nos jours, laissé place aux éléments tubulaires métalliques ou aux pieux préfabriqués en BA.

- Dans les cas courants, le dosage du béton est de 350 Kg/m³, mais dans l'eau, il est préférable de prévoir un dosage de 400 Kg/m³.
- Les diamètres couramment utilisés, sont : 40, 45, 50, 55, 60 et 65 Cm.
- Il est possible de réaliser des pieux inclinés d'angle de 25° avec l'axe vertical.

Nombre de pieux et dispositions constructives

Dans le cas de charges importantes, il est fréquent d'avoir recours à un système de fondations réalisé au moyen d'un groupe de pieux. Pratiquement, dès que les charges dépassent les 400 t, il est prudent d'envisager plusieurs pieux reliés par un massif rigide en tête.

En bâtiment, on réalise habituellement des semelles sur un, deux, trois ou quatre pieux.

On considère qu'un pieu n'est pas perturbé par la présence d'un pieu voisin, si la distance d'entre-axes des pieux est telle que :

$$d \geq 3 \phi \text{ (pour les pieux voisins de même diamètre)}$$
$$d \geq 1.5 \sum \phi_i \text{ (pour les pieux voisins de différents diamètres)}$$

Actions

Les pieux peuvent être soumis :

- Aux forces verticales descendantes.
- Aux forces horizontales dues au vent, à des poussées latérales (terres, liquides ...).

Forces portantes des pieux

La force portante des pieux est limitée par :

- La capacité de résistance du sol.
- La résistance du matériau constitutif du fût du pieu. ex. $f_{cb28j} = 25 \text{ MPa}$.

Remarque

Les semelles sur pieux qui sont des éléments de transition entre poteaux et pieux, et servant à répartir les efforts sur ces derniers, sont calculées comme des semelles isolées ; et pour un bon ancrage des armatures longitudinales, il est nécessaire de disposer d'un débord (d') de la semelle de 15 Cm environ par rapport au nu extérieur du pieu.

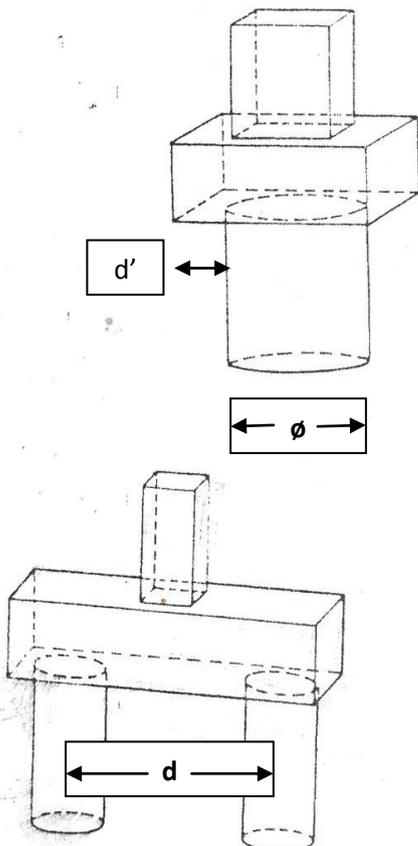


Fig. 1 - Semelles sur 1 et 2 pieux

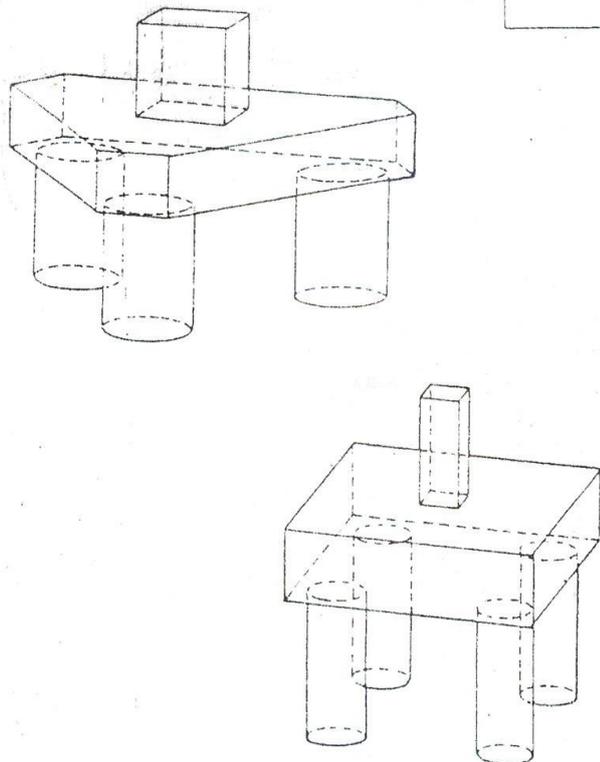


Fig. 2 - Semelles sur 3 et 4 pieux

Exercice 2

Soit un bâtiment à usage d'habitation, d'une terrasse inaccessible et de sept (07) étages sur rez-de-chaussée (R.D.C).

Calculez la valeur réduite de la surcharge au niveau du rez-de-chaussée (R.D.C) ? et ce, en complétant les tableaux ci-dessous.

<i>Cas de la surcharge variable au niveau des étages courants</i>		
<i>Niveau</i>	<i>Surcharges en (KN/m²)</i>	
	<i>Avant dégression</i>	<i>Après dégression</i>
<i>Sous terrasse (0)</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>Sous 7^{ème} étage (1)</i>	<i>1+1.5=2.5</i>	<i>1+1.5=2.5</i>
<i>Sous 6^{ème} étage (2)</i>	<i>2.5+1.4=3.9</i>	<i>1+0.95(1.5+1.4)=3.755</i>
<i>Sous 5^{ème} étage (3)</i>	<i>3.9+1.3=5.2</i>	<i>1+0.9(1.5+1.4+1.3)=4.78</i>
<i>Sous 4^{ème} étage (4)</i>	<i>5.2+1.2=6.4</i>	<i>1+0.85(1.5+1.4+1.3+1.2)=5.59</i>
<i>Sous 3^{ème} étage (5)</i>	<i>6.4+1.1=7.5</i>	<i>1+0.8(1.5+1.4+1.3+1.2+1.1)=6.2</i>
<i>Sous 2^{ème} étage (6)</i>	<i>7.5+1.0=8.5</i>	<i>1+0.75(1.5+1.4+1.3+1.2+1.1+1)=6.625</i>
<i>Sous 1^{er} étage (7)</i>	<i>8.5+0.9=9.4</i>	<i>1+0.7(1.5+1.4+1.3+1.2+1.1+1+0.9)=6.88</i>
<i>Total sous R.D.C</i>	<i>9.4+1.5=10.9</i>	<i>6.88+1.5=8.38</i>
<i>valeur réduite de la surcharge sous le rez-de-chaussée (R.D.C)</i>	<i>10.9 - 8.38 = <u>2.52</u> soit : <u>23.11%</u></i>	

Cas de la surcharge constante au niveau des étages courants			
Niveau	Coefficient	Surcharges en (KN/m²)	
		Avant dégression	Après dégression
<i>Sous terrasse (0)</i>	1.0	1.00	1.00
<i>Sous 7^{ème} étage (1)</i>	1.0	1.5	1.5
<i>Sous 6^{ème} étage (2)</i>	0.9	1.5	1.35
<i>Sous 5^{ème} étage (3)</i>	0.8	1.5	1.2
<i>Sous 4^{ème} étage (4)</i>	0.7	1.5	1.05
<i>Sous 3^{ème} étage (5)</i>	0.6	1.5	0.9
<i>Sous 2^{ème} étage (6)</i>	0.5	1.5	0.75
<i>Sous 1^{er} étage (7)</i>	0.5	1.5	0.75
<i>Total sous R.D.C</i>	1.0	1.5	1.5
Total		13.00	10
valeur réduite de la surcharge au niveau du rez-de-chaussée (R.D.C)		13.00 – 10.00 = <u>3.00 KN/m²</u> soit : <u>23.07 %</u>	

CHAPITRE 2 : POUTRES CONTINUES
Méthode « d'Albert Caquot » applicable aux planchers à charge d'exploitation élevée

COURS

I/ INTRODUCTION :

On sait que pour déterminer les sections adéquates du béton (coffrage) et des armatures (ferrailage) capables de reprendre les efforts agissant sur une poutre ; il faudrait d'abord, calculer les paramètres de réduction **M, N, T** dus à ces efforts. Il arrive fréquemment dans les structures (de bâtiments en particulier) que les poutres soient continues sur plusieurs appuis (poteaux) ; ou les planchers constitués d'une dalle horizontale continue associée à un système de poutres continues formant nervures (poutres principales ou secondaires, poutrelles...). Cette continuité constitue alors un système hyperstatique qui ne présente pas de difficultés particulières en ce qui concerne les calculs du béton armé, dès lors (et c'est là le problème) où on a pu déterminer les réactions d'appuis.

II/ DOMAINE D'UTILISATION :

Cette méthode s'applique lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser la méthode forfaitaire dont les conditions d'applicabilité sont :

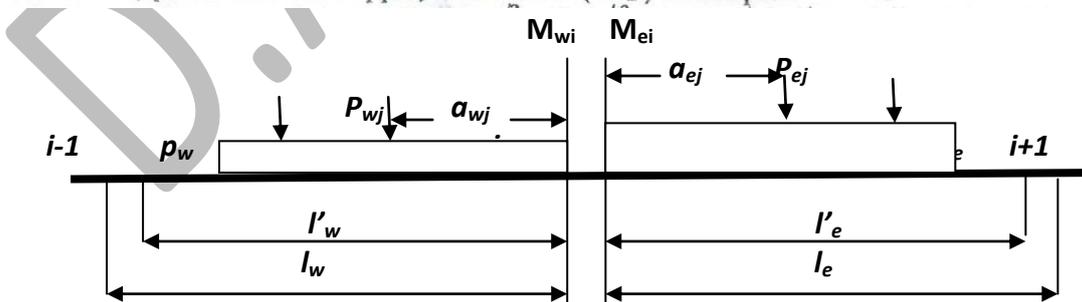
1. Aucune charge concentrée n'est appliquée sur la poutre.
2. La charge d'exploitation est uniformément répartie et modérée: $q \leq \min(2g; 5 \text{ KN/m}^2)$ g étant la charge permanente.
3. $(l_i / l_{i+1}) = (0,8 \div 1,25)$: rapport des portées de deux travées adjacentes.
4. L'inertie ou la section de la poutre est constante.

Donc, il est clair qu'en particulier, dans les planchers des constructions industrielles pour lesquelles $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ KN/m}^2$; et pourrait, de plus, comporter des charges concentrées, la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

III/ EXPOSE :

Les moments aux nus d'appuis sont calculés en ne s'intéressant qu'aux travées adjacentes. On admet de substituer à la poutre continue, la poutre une fois hyperstatique ne comportant plus que les deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Dans ce dernier schéma, il n'y a pas de moment sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de continuité, et on en tiendra compte en remplaçant les portées réelles par des portées fictives de longueur (l'_w) à gauche et (l'_e) à droite ; avec : $l' = l$ pour une travée de rive, et $l' = 0,8 l$ pour une travée intermédiaire.

Des charges uniformément réparties : (P_w) sur la travée de gauche et (P_e) sur la travée de droite, produisent sur l'appui, un moment (M_a) donné par :



$$M_{wi} = M_{ei} = -[(p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3)/8.5 (l'_w + l'_e)] + [1/(l'_w + l'_e)](l_w'^2 \sum k'_{wj} P_{wj} + l_e'^2 \sum k'_{ej} P_{ej})$$

Où : k'_{wj} (ou k'_{ej}) s'expriment en fonction des rapports a_{wj}/l'_{wi} (ou a_{ej}/l'_{ei}) par la formule d'expression générale :

$$K' = (a/2.125 l')[(1-(a/l')(2-(a/l'))]$$

Dans les expressions ci-dessus, P représente $G + Q$ et p représente selon le cas : $g_m + q_m$; tel que montré ci-dessous, dans : poutres de planchers (transmission des charges).

La charge permanente règne naturellement sur toute la longueur de la poutre, mais la charge d'exploitation peut régner, ou non, sur une travée donnée. Il y a donc lieu de déterminer les positions de la charge d'exploitation qui conduisent aux effets les plus défavorables. Ces charges doivent être évaluées à l'E.L.U : $P = 1,35 g + 1,5 q$

Les moments aux appuis intermédiaires étant déterminés, on peut facilement calculer le moment maximal en chaque travée (M_{tm}) pour une poutre reposant sur deux appuis simples et soumise aux mêmes charges ayant donné les moments d'appuis, par la formule :

$$M_{tm} = 0,5 P x_{tm}^2 + M_w \quad \text{avec:} \quad x_{tm} = (l/2) - (M_w - M_e) / Pl \quad \text{où:}$$

x_{tm} : Abscisse mesurée à partir de (w), la gauche de la travée étudiée et donnant (M_{tm})

l : Longueur réelle de la travée étudiée

M_w & M_e : Respectivement, moment sur appui à gauche et à droite de la travée étudiée. à prendre avec leur signe négatif.

A noter que : l'intersection de la courbe des moments de flexion avec l'axe des abscisses (mesurée à partir de l'appui gauche : w) a pour valeur : $x_{2,1} = x_{tm} \pm \sqrt{2M_{tm} / P}$.

Méthode de Caquot « minorée »

Cette méthode a le même domaine d'application que la méthode forfaitaire, mais la condition 3 ci-dessus n'est pas remplie. Elle consiste à multiplier les valeurs des moments sur appuis dus aux seules charges permanentes et déterminés comme indiqué par la formule ci-dessus, par un coefficient réducteur compris entre 1 et 2/3. Il en résulte bien entendu une augmentation corrélative des moments en travée.

Rappel : « Poutres de planchers »

Les planchers classiques sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante h_0 liée à des poutres secondaires (a) et à des poutres principales (b), elles-mêmes liées aux poteaux supports (c) (**Fig.01**).

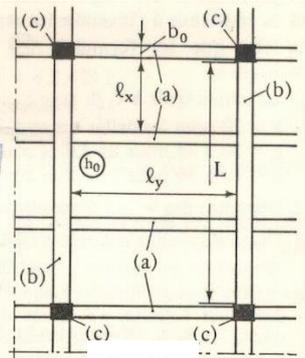


Fig.01

Dans tout ce chapitre, les positions « droite » et « gauche » (extrémités d'une même travée ou droite et gauche d'un même appui) sont repérées le plus souvent par les lettres (ou indices) : E (ou e) signifiant « est » et W (ou w) signifiant « ouest ».

Transmission des charges

Chaque poutre supporte les charges qui agissent directement sur elle, ainsi que celles qui lui sont transmises par les éléments qu'elle supporte ; c'est ainsi que toute poutre transmet à l'élément qui lui sert d'appui (poutre ou poteau) une charge concentrée (somme des valeurs absolues des efforts tranchants aux nus de gauche et de droite de l'appui).

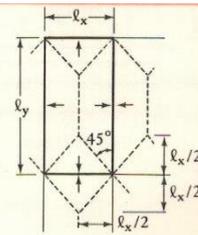


Fig.02

Le mode transmission des charges agissant sur la dalle habituellement admis est celui représenté sur la figure 02. Pour le calcul pratique, les charges triangulaires et trapézoïdales sont remplacées par des charges uniformes équivalentes par unité de longueur.

a/ Poutres secondaires (portée l_y)

En posant $\alpha_w = l_{xw}/l_y$, $\alpha_e = l_{xe}/l_y$ (α_w et $\alpha_e \leq 1$) :

- Charge uniforme équivalente pour le calcul des efforts tranchants :

$$p_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\alpha_w}{2}\right) l_{xw} + \left(1 - \frac{\alpha_e}{2}\right) l_{xe} \right]$$

- Charge uniforme équivalente pour le calcul des moments de flexion :

$$p_M = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\alpha_w^2}{3}\right) l_{xw} + \left(1 - \frac{\alpha_e^2}{3}\right) l_{xe} \right]$$

Cas particulier $l_{xw} = l_{xe} = l_x$: $p_v = p l_x \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$;

$$p_M = p l_x \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right).$$

b/ Poutres principales (portée L)

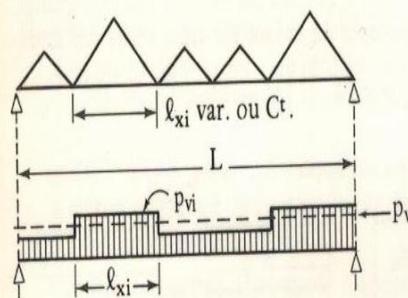


Fig.03

La charge en « dent de scie » peut être remplacée par une charge uniforme (**Fig.03**) :

$$p_v = p_M = p \frac{\sum l_{xi}^2}{2 \sum l_{xi}}$$

pour une travée intermédiaire, et :

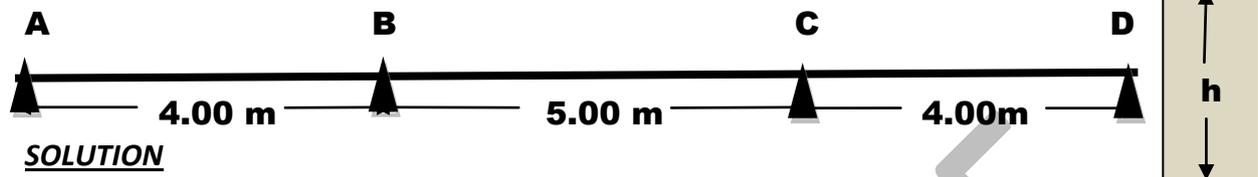
$$p_v = p_M = p \frac{\sum l_{xi}^2}{4 \sum l_{xi}}$$

pour une travée de rive.

APPLICATION

Soit la poutre continue représentée par les figures ci-dessous. Elle est constituée de béton armé, de section transversale rectangulaire ($b \times h$) d'inertie (I) constante et supporte une charge permanente : $g = 10 \text{ KN/m}$ et une surcharge : $q = 30 \text{ KN/m}$.

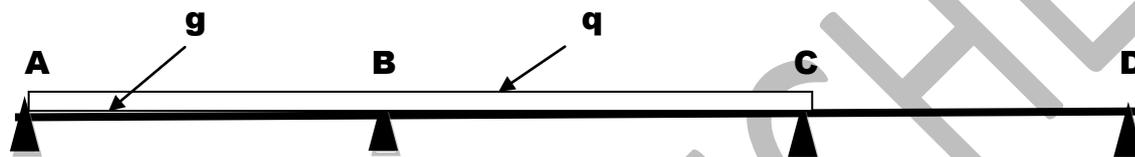
- 1) Calculez la valeur des moments de flexion et tracez leur courbe enveloppe ?
- 2) Sachant que la résistance du béton à la compression $f_{cb} = 25 \text{ MPa}$; Calculez la valeur de la retombée (h) ?



SOLUTION

Cas de charge à considérer

- a. Moment négatif maximal sur l'appui (B)



- b. Moment positif maximal dans la travée (BC)



- c. Moment minimal positif ou négatif dans la travée (BC)



- d. Moment minimal négatif sur les appuis



ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

$$G = 1.35 g = 1.35 \times 10 \text{ KN/m} = 13.5 \text{ KN/m} ; Q = 1.5 q = 1.5 \times 30 \text{ KN/m} = 45 \text{ KN/m}$$

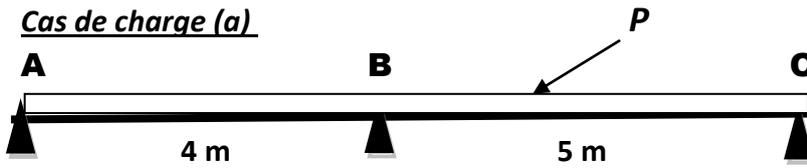
$$P = G + Q = 13.5 \text{ KN/m} + 45 \text{ KN/m} = 58.5 \text{ KN/m}$$

Sachant que :

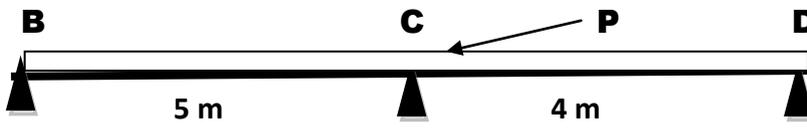
- Le moment sur appui : $M_a = - (P_w l_w^3 + P_e l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$
- Le moment en travée : $M_t = 0.5 P x_{tm}^2 + M_w$; où : $x_{tm} = (l/2) - (M_w - M_e) / P$
- La portée fictive :
 $l' = l$: pour la travée de rive ; $l' = 0.8 l$: pour la travée intermédiaire
- l'intersection de la courbe des moments de flexion avec l'axe des abscisses (mesurée à partir de l'appui gauche : w) a pour valeur : $x_{2,1} = x_{tm} \pm \sqrt{2M_{tm} / P}$

I/ EXPRESSION DES MOMENTS SUR APPUIS

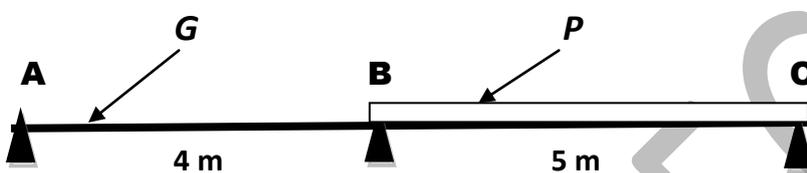
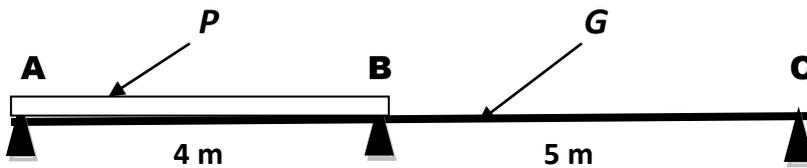
Cas de charge (a)



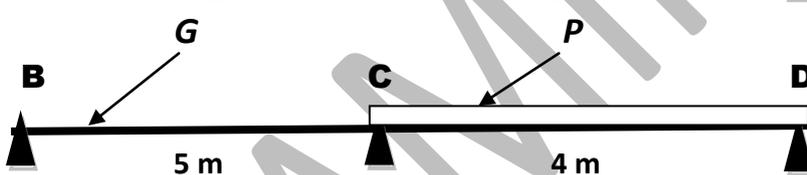
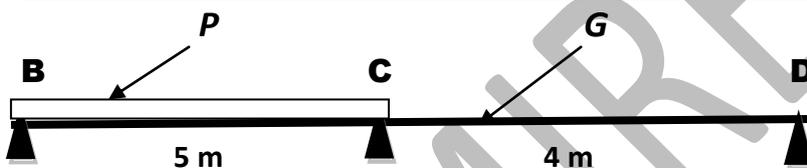
Cas de charge (a') ou cas de charge (a) « en raison de la symétrie »



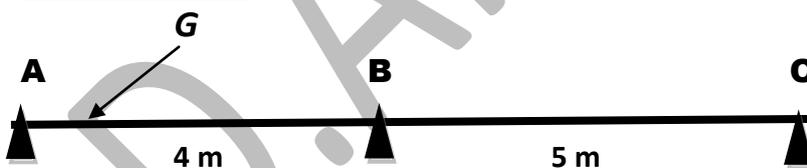
Cas de charge (b)



Cas de charge (c) ou cas de charge (b) « en raison de la symétrie »



Cas de charge (d)



$$M_{B \max} = M_{C \max} = -58.5 (4^3 + 4^3) / 8.5 (4 + 4) = -110.12 \text{ KNm}$$

$$M_b = -(58.5 \times 4^3 + 13.5 \times 4^3) / 8.5 (4 + 4) = -67.76 \text{ KNm}$$

$$M_c = M_b = -67.76 \text{ KNm}$$

$$M_{B \min} = -13.5 (4^3 + 4^3) / 8.5 (4 + 4) = -25.41 \text{ KNm}$$

II/ EXPRESSION DES MOMENTS EN TRAVEES

(Intersection de la courbe des moments de flexion avec l'axe des abscisses)

Cas de charge (a)

Travée (AB)

$$x_{tm} = (4/2) - (M_A - M_B) / 58.5 \times 4 = 2 - (0 + 110.12) / 58.5 \times 4 = 1.53 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 P x_t^2 + M_A = 0.5 \times 58.5 (1.53)^2 + 0 = + 68.47 \text{ KNm}$$

$$x_{2,1} = 1.53 \pm \sqrt{2 \times 68.47 / 58.5} = 1.53 \pm 1.53 ; x_1 = 0 \text{ et } x_2 = 3.06 \text{ m}$$

Travée (BC)

$$x_{tm} = (5/2) - (M_B - M_C) / 58.5 \times 5 = 2.5 - (-110.12 + 110.12) / 58.5 \times 5 = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 P x_t^2 + M_B = 0.5 \times 58.5 (2.5)^2 - 110.12 = + 72.69 \text{ KNm}$$

$$x_{2,1} = 2.5 \pm \sqrt{2 \times 72.69 / 58.5} = 2.5 \pm 1.58 ; x_1 = 0.92 \text{ m et } x_2 = 4.08 \text{ m}$$

Cas de charge (b) ou cas de charge (c) « en raison de la symétrie »

Travée (AB)

$$x_{tm} = (4/2) - (M_A - M_B) / 58.5 \times 4 = 2 - (0 + 67.76) / 58.5 \times 4 = 1.71 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 P x_t^2 + M_A = 0.5 \times 58.5 (1.71)^2 + 0 = + 85.53 \text{ KNm}$$

$$x_{2,1} = 1.71 \pm \sqrt{2 \times 85.53 / 58.5} = 1.71 \pm 1.71 ; x_1 = 0 \text{ et } x_2 = 3.42 \text{ m}$$

Travée (BC)

$$x_{tm} = (5/2) - (M_B - M_C) / 58.5 \times 5 = 2.5 - (-67.76 + 67.76) / 58.5 \times 5 = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 P x_t^2 + M_B = 0.5 \times 58.5 (2.5)^2 - 67.76 = + 115.05 \text{ KNm}$$

$$x_{2,1} = 2.5 \pm \sqrt{2 \times 115.05 / 58.5} = 2.5 \pm 1.98 ; x_1 = 0.52 \text{ m et } x_2 = 4.48 \text{ m}$$

Cas de charge (d)

Travée (AB)

$$x_{tm} = (4/2) - (M_A - M_B) / 13.5 \times 4 = 2 - (0 + 25.41) / 13.5 \times 4 = 1.53 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 G x_t^2 + M_A = 0.5 \times 13.5 (1.53)^2 + 0 = + 15.8 \text{ m}$$

$$x_{2,1} = 1.53 \pm \sqrt{2 \times 15.8 / 13.5} = 1.53 \pm 1.53 ; x_1 = 0 \text{ et } x_2 = 3.06 \text{ m}$$

Travée (BC)

$$x_{tm} = (5/2) - (M_B - M_C) / 13.5 \times 5 = 2.5 - (-25.41 + 25.41) / 13.5 \times 5 = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{tm} = 0.5 G x_t^2 + M_B = 0.5 \times 13.5 (2.5)^2 - 25.41 = + 16.76 \text{ KNm}$$

$$x_{2,1} = 2.5 \pm \sqrt{2 \times 16.76 / 13.5} = 2.5 \pm 1.57 ; x_1 = 0.93 \text{ m et } x_2 = 4.07 \text{ m}$$

Calcul de la retombée (h) de la poutre

Sachant que

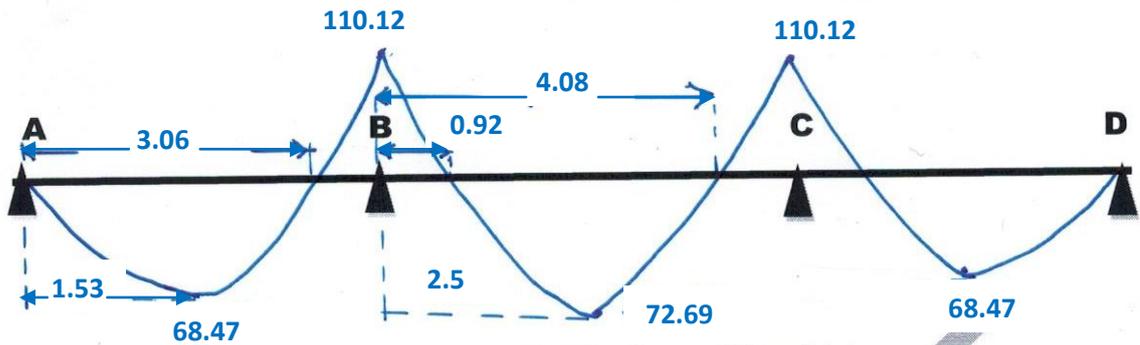
$h = \text{la hauteur utile } (d) + \text{l'enrobage } (e) = d + 5 \text{ Cm} ; \text{ où : } d \geq \sqrt[3]{12 M_{U \max} / f_{cb} 28j} ;$

où : $M_{U \max} = \max (M_{app \max} ; M_{t \max}) = M_{t \max} = 115.05 \text{ KNm} \longrightarrow$

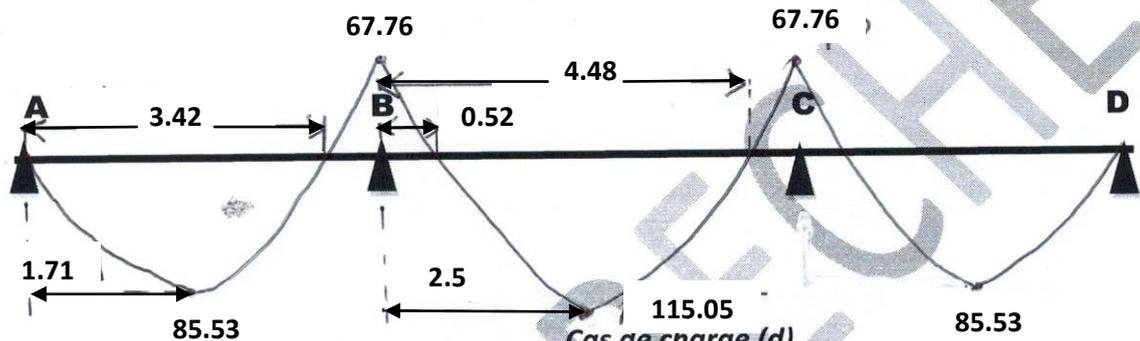
$d \geq 0.38 \text{ m} = 38 \text{ Cm} ; \text{ soit : } d = 40 \text{ Cm} \longrightarrow h = 40 + 5 = 45 \text{ Cm.}$

III/ TRACE DES COURBES DES MOMENTS DE FLEXION

Cas de charge (a) ou (a')



Cas de charge (b) ou (c)



Cas de charge (d)



IV/ TRACE DE LA COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS DE FLEXION

