

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : Génie civil et d'hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master 2 , Filière : génie civil

Spécialité : structure

Thème

**Etude d'un bâtiment en (RDC +7 étages + sous – sol)
Contreventé par des voiles en béton armé
dans une zone sismique (III)**

Présenté par :

- ❖ **AFFROUN Fethi.**
- ❖ **BOULANOUAR Wahid.**
- ❖ **SOUID Omar.**

Soumis au jury composé de :

DJIREB .S	M.A.A	U.K.M.O	Président
ZENKHRI .A.R	M.A.A	U.K.M.O	Examineur
MEZIANI .N	M.A.A	U.K.M.O	Encadreur
GHERAIESSA .Ab	Ingénieur	G.I.G.A	Co-Encadreur

Année Universitaire: 2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé:

Ce travail vise à étudier un bâtiment en RDC, 7 étages et 01 sous-sol à usage d'habitation, implanté à Alger qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien « RPA99 (Version 2003) » en zone de forte séismicité (Zone III) ;

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des voiles en béton armé.

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel **ROBOT** version 2012. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99 et RPA99 version 2003.

Mots clés: Bâtiment d'habitation, contreventé par des voiles en béton armé, zone sismique III, béton armé, RPA99(V2003), BAEL91.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى سكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى سبعة طوابق و طابق سفلي، يتم انجازه بولاية الجزائر، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III وفقا لقواعد الزلازل الجزائرية RPA99 version 2003، يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال جدران حاملة من الخرسانة المسلحة، تم إنشاء دراسة و تحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج ROBOT version 2012. حساب كل الأبعاد و التسليح للعناصر يتوافق مع القواعد المعمول بها (BAEL91, RPA99 2003).

الكلمات المفتاحية: مبنى سكني، نظام استقرار الهيكل من خلال جدران حاملة من الخرسانة المسلحة، منطقة زلزالية III، خرسانة مسلحة، RPA99(version2003), BAEL91.

Abstract:

This work aims to study a building for residential use consisting of a ground floor plus five floors (R + 7+ SS), which will be located in the state of Oran, is classified in seismic zone III according to the Algerian seismic rules RPA 99, The stability of the structure is ensured by a self-stable system (columns, beams), The study and the analysis of this structure were established by the software ROBOT version 2012. Calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely the BAEL91 edit 99 and RPA99 release 2003.

Keywords: Residential building, self-stabilizing system, seismic zone III, reinforced concrete, RPA99 (V2003), BAEL91.

SOMMAIRE

	Pages
	Introduction générale 1
Chapitre I	Présentation du projet.....2
Chapitre II	Pré-dimensionnement et descente de charge.....8
Chapitre III	Ferraillage des éléments secondaires.....18
Chapitre IV	Caractéristiques géométriques.....42
Chapitre V	Etude dynamique et sismique.....50
Chapitre VI	Etude au vent70
Chapitre VII	Ferraillage des éléments principaux85
Chapitre VIII	Etude de l'infrastructure101
	Conclusion Générale.....103

Listes des figures

Chapitre I

Fig I.1 : diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU	4
Fig I.2 : diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELS	5
Fig I.3 : diagramme contrainte-déformations de l'acier	6

Chapitre II

Fig II.1 : Section en T pour le calcul des poutrelles	8
Fig II.2 : Voiles	10
Fig II.3 : Escaliers	12

Chapitre III

Fig II.1 : Schéma statique de l'acrotère	18
Fig II.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	23
Fig II.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	29
Fig II.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier	29
Fig II.5 : Schéma de ferrailage de la dalle	31
Fig II.6 : Schéma de ferrailage de la dalle A. Inférieurs + A. Supérieurs.....	33
Fig II.7 : Schéma de ferrailage de la poutrelle à trois travées	41

Chapitre V

Fig V.1 : Mode (sens longitudinal)	55
Fig V.2 : Mode (sens Transversal)	56

Chapitre VII

Fig VII.1 : sens transversal (Principe de la méthode)	86
Fig VII.2 : sens longitudinal (Principe de la méthode)	87
Fig VII.3 : Actions (Sous G)	93
Fig VII.4 : Résultante des actions	94

Listes des Tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Calcul (Section Poteaux)	16
---	----

Chapitre III

Tableau III.1 : Calcul de Ferrailage longitudinal de la deuxième palier	26
Tableau III.2 : Calcul de Ferrailage de la poutre palière	28
Tableau III.3 : Calcul de Ferrailage de la dalle en travée	31
Tableau III.4 : Calcul de Ferrailage de la dalle sur appuis	32

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul inerties des voiles pleins transversaux	42
Tableau IV.2 : Calcul inerties des linteaux	45
Tableau IV.3 : Calcul inerties des linteaux	46
Tableau IV.4 : Calcul du centre de torsion	46
Tableau IV.5 : Calcul du centre de torsion sens longitudinal	47
Tableau IV.6 : Calcul de l'inerties polaire sens transversal	47
Tableau IV.7 : Calcul de l'inerties polaire sens longitudinal	48
Tableau IV.8 : Calcul du centre de masse (Terrasse)	48
Tableau IV.9 : Calcul du centre de masse (Avant dernier étage)	48
Tableau IV.10 : Calcul du centre de masse (étage courant)	49
Tableau IV.11 : Calcul du centre de masse (Premier niveau)	49
Tableau IV.12 : Calcul de l'excentricité	49

Chapitre V

Tableau V.1 : Mode propres $\{\varphi_{ji}\}$	58
Tableau V.2 : Calcul (γ_{ji}) et $m_{ji}^* (t)$	59
Tableau V.3 : Calcul $F_{ji} (t)$ et $V_{ji} (t)$	60
Tableau V.4 : Moments fléchissant de niveau $M_{ji} (t.m)$	60
Tableau V.5 : Effort tranchant modal de niveau	61
Tableau V.6 : Moments fléchissant de niveau	61
Tableau V.7 : Modes propres	63

Tableau V.8 : Calcul de répartition (γ_{ji})	63
Tableau V.9 : Forces modales de niveau F_{ji} (t) et Effort tranchant modal de niveau	64
Tableau V.10 : Moments fléchissant de niveaux	64
Tableau V.11 : Effort tranchant de niveau	65
Tableau V.12 : Forces et les moments fléchissant de niveaux	65
Tableau V.13 : Calcul et vérification des déplacements horizontaux (S.L)	68
Tableau V.14 : Calcul et vérification des déplacements horizontaux (S.T)	68
Tableau V.15 : Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (S.L)	69
Tableau V.16 : Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (S.T	69

Chapitre VI

Tableau VI.1 : La pression dynamique	73
Tableau VI.2 : Valeurs de C_{pe}, C_{pi} et C_{pnet} (S.L)	78
Tableau VI.3 : Valeurs de C_{pe}, C_{pi} et C_{pnet} (S.T)	78
Tableau VI.4 : Calcul de la pression due au vent (q_j)	79
Tableau VI.5 : Calcul de la pression due au vent (q_j)	79
Tableau VI.6 : Calcul de la pression due au vent (q_j)	80
Tableau VI.7 : Calcul de la pression due au vent (q_j)	81
Tableau VI.8 : Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction	83
Tableau VI.9 : Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction	83
Tableau VI.10: Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction	83
Tableau VI.11: Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction	84

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Calcul Semelles filantes	101
Tableau VIII : Calcul Semelles filantes	101

Annexe note calcul « ROBOT »

Introduction Générale

Introduction Générale :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique.

Dans notre pays, on utilise le Règlement Parasismique Algérien « RPA99 (Version 2003) » qui nous donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant.

Le travail que nous proposons dans ce mémoire de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en RDC, 7 étages et 01 sous-sol à usage d'habitation et bureaux implanté à Alger qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien « RPA99 (Version 2003) » en zone de forte séismicité (Zone III) ;

Le plan de travail de notre étude, son organisation et le développement des chapitres sera comme suit :

- **Chapitre I :** pour la présentation du projet, les caractéristiques géométriques, les règles de calcul et les caractéristiques des matériaux utilisés;
- **Chapitre II :** représente la détermination des charges et surcharges ainsi que le pré-dimensionnement des éléments principaux ;
- **Chapitre III :** représente le dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments secondaires ;
- **Chapitre IV :** représente les caractéristiques géométriques ;
- **Chapitre V :** représente l'étude dynamique et sismique de la structure ;
- **Chapitre VI :** représente l'étude au vent ;
- **Chapitre VII :** pour le calcul du ferrailage des éléments principaux ;
- **Chapitre VIII :** représente l'étude de l'infrastructure de la structure.

Enfin on a la conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du projet

1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié dans le cadre de notre Projet de Fin d'Etude (PFE) est un bâtiment R+7+1S/S à usage d'habitation implanté à Dar El Beida (Alger) qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003) en zone de forte séismicité (Zone III) et groupe d'usage 2, il comporte des locaux à usage de bureau au sous-sol, des locaux commerciaux au rez-de-chaussée, des logements du premier au septième étage et une terrasse inaccessible.

Le système de contreventement est constitué par des voiles en béton armé.

2. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur totale : 21.3 m
- Largeur totale : 15.8 m
- Hauteur y compris l'acrotère : 26.6 m
- Profondeur du sous-sol : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m

Les éléments constitutifs du bâtiment sont :

❖ Eléments principaux :

Le système de contreventement est constitué par des voiles en béton armé.

Nous devons pour cela vérifier que plus de 20% des sollicitations verticales sont reprises par les voiles.

❖ Eléments secondaires :

- **Planchers** : Les planchers de tous les niveaux sont des planchers en corps creux excepté la partie au voisinage de la cage d'ascenseur.
- **Escaliers** : Les escaliers sont constitués de deux paliers de repos droits, l'un d'entre eux est en porte à faux.
- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont en double parois de briques creuses (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs** : Les murs intérieurs sont en briques creuses de 10cm.
- **Revêtements** : Carrelage 2cm.
- **Plâtre** : 2cm pour les murs intérieurs et 3cm pour les plafonds.
- **Enduit ciment** : 3cm pour les murs et 2cm pour les escaliers et les balcons.

3. Règlements utilisés :

Notre calcul sera effectué par la méthode de calcul aux états limites conformément au BAEL 91 (Béton armé aux états limites) en tenant compte des recommandations du RPA99 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003), DTR BC2-2 (Calcul des charges), RNV (règlement neige et vent DTR C2-47)

4. Matériaux

4.1. Béton :

4.1.1. Caractéristiques mécaniques :

4.1.1.1. Résistances caractéristiques à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance en compression à 28 jours (f_{c28}). Celle-ci est choisie en tenant compte des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte sur chantier.

Pour le choix de f_{c28} , on peut considérer que :

$f_{c28} = 20\text{MPa}$	Peut être facilement atteinte sur les chantiers (contrôle atténué).
$f_{c28} = 25\text{MPa}$	Sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle strict.

On adoptera une résistance caractéristique égale à **25MPa**

Pour $j < 28$ jours, la résistance des bétons suit les lois suivantes :

- Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Béton de hautes résistances : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$

Pour $j \geq 28$ jours : On adopte $f_{cj} = f_{c28}$

4.1.1.2. Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{ij} du béton à « j » jours est définie par :

$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$, Dans notre cas $f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$

4.1.1.3. Cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement « τ » pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les deux expressions suivantes :

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_h}, 5\text{MPa} \right)$ En fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_h}, 4\text{MPa} \right)$ En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

4.1.1.4. Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale : $\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations,
 $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

4.1.1.5. Module d'élasticité :

- Module de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{donc} \quad E_{i28} = 32\,164.19 \text{ MPa}$$

On admet sous contraintes normales d'une longue durée d'application (déformation instantanée augmentée du fluage) Le module de déformation différée E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{donc} \quad E_{v28} = 10\,818.86 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

4.1.2. Diagramme contrainte - déformation (σ - ϵ) :

- ELU

Le diagramme contrainte-déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle »

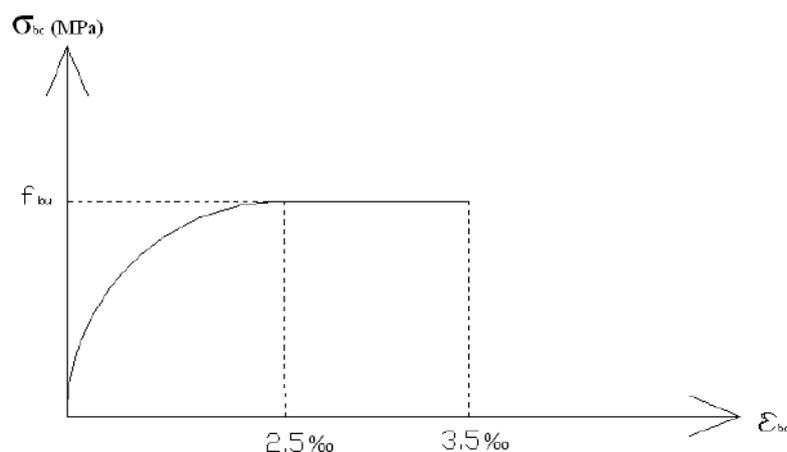


Fig I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

Le diagramme de calcul donné par la figure ci-dessus appelé « Diagramme parabole-rectangle » est une courbe idéalisée telle que donnée par le BAEL91.

La contrainte de compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj}$$

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures,

$\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 heures,

$\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

γ_b : Coefficient qui tient compte de la diminution de la résistance du béton due à d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton.

- $\gamma_b = 1.5$ en Situation durable et transitoire.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle

- **ELS :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS est le suivant :

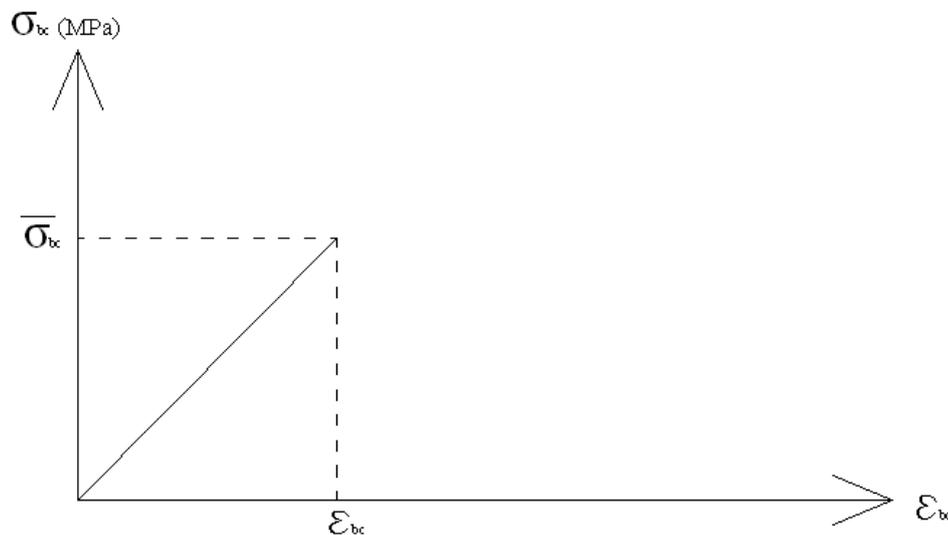


Fig I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Dans ce cas, on considère un comportement linéaire élastique.

La contrainte limite de service du béton en compression est notée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

4.2. Aciers :

Les aciers les plus couramment utilisés sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Type	Nuance	Limite d'élasticité (MPa)
Ronds lisses	Fe E 215	215
	Fe E 235	235
Barres Haute adhérence	Fe E 400	400
	Fe E 500	500

Ils sont définis de part leur caractère d'adhérence par le coefficient de fissuration « h » et le coefficient de scellement « γ_s ».

Type	Coefficient de fissuration h	Coefficient de scellement γ_s
Ronds lisses - treillis soudés	1	1
Barre H.A	1.6	1.5

4.2.1. Diagramme contraintes – déformation :

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique (idéalisé) par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

Le diagramme contraintes – déformations à considérer pour les justifications aux états ultimes de résistances est conventionnellement défini par :

- La droite de Hooke E_s entre l'origine et le point d'ordonnée égal à la limite d'élasticité minorée par un coefficient (γ_s),
- Une droite parallèle à l'axe des abscisses.

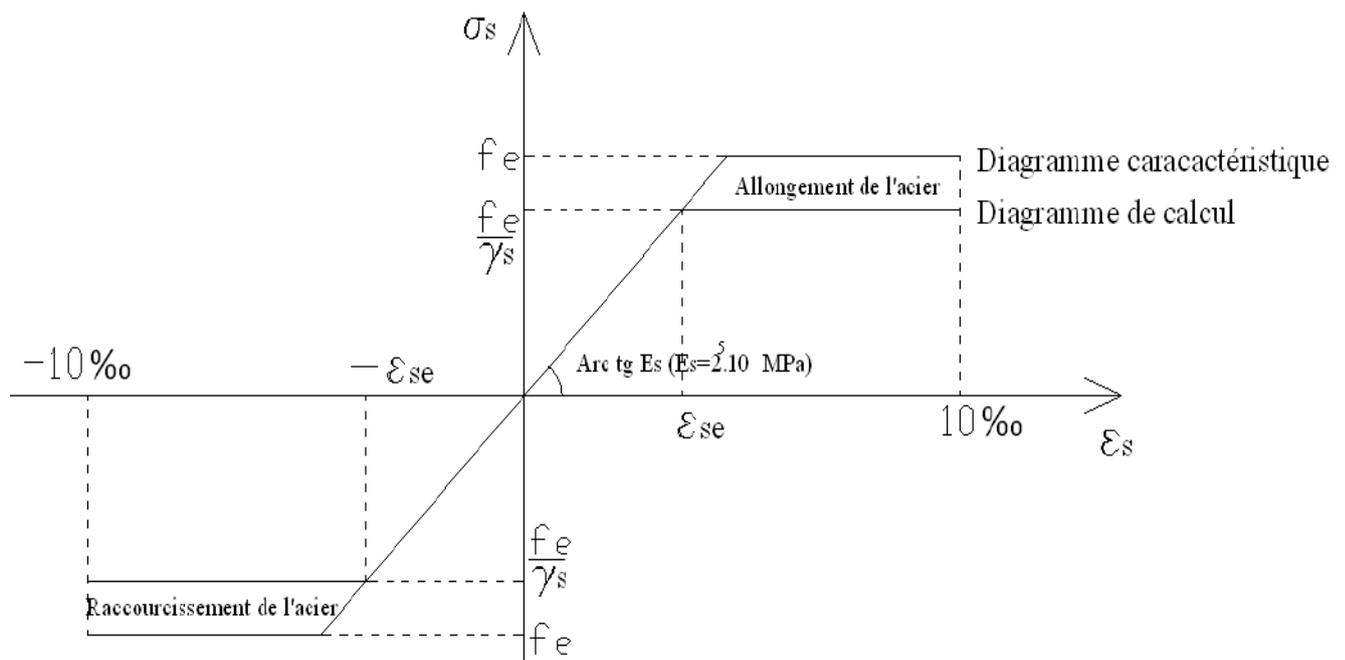


Fig I.3 : Diagramme contraintes - déformations de l'acier

Avec :

f_e : Limite élastique,

ε_{se} : Déformation relative correspondant à la limite élastique de l'acier,

γ_s : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1.15$ en situation durable et transitoire,
- $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

4.2.2. Contraintes limites :

- **ELS :**

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 100 \sqrt{h f_{tj}} \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(0.5 f_e, 90 \sqrt{h f_{tj}} \right)$

- **ELU :**

Pour $\varepsilon_s > 1,74\text{‰}$: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Pour $\varepsilon_s \leq 1,74\text{‰}$: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

4.2.3. Module d'élasticité longitudinale :

Sa valeur est donnée expérimentalement par : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente de charges

1. Introduction :

Lors du stade de la conception d'un projet, il est utile de connaître les ordres de grandeurs des dimensions des différents éléments constitutifs de l'ouvrage (poutres, poteaux, voiles...etc.), cette étape est appelée « pré-dimensionnement », l'objectif de ce chapitre est donc d'avoir une première idée sur les dimensions de ces éléments, et ceci en nous basant sur les prescriptions du RPA 2003 et du BAEL 91.

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

2. Pré dimensionnement :

2.1. Plancher en corps creux : les planchers du bâtiment à tous les niveaux sont des planchers à corps creux.

Le pré-dimensionnement du plancher revient à évaluer la hauteur des poutrelles. Pour cela le BAEL 91 préconise les dimensions suivantes :

$$e = \frac{\text{portée faible des poutrelles}}{22.5} = \frac{270}{22.5} = 12 \text{ cm}$$

Nous optons pour un plancher (16+5) ce qui correspond à une dalle de compression de 5cm vu que nous sommes en zone sismique (III) et nous déduisons ainsi la section en (T) de calcul de la poutrelle comme suit :

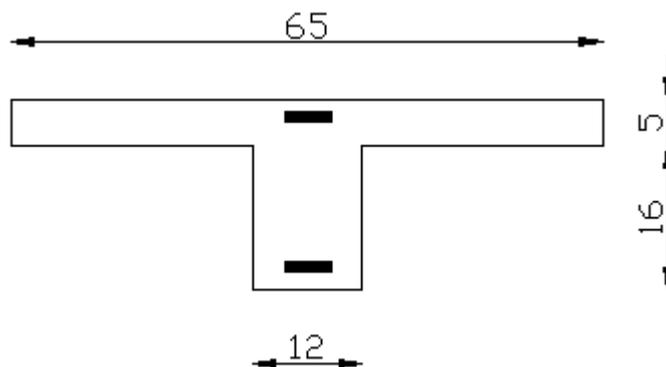


Fig II.1 : Section en T pour le calcul des poutrelles

2.2. Dalle pleine :

Le dimensionnement des dalles doit satisfaire à un certain nombre de conditions qui sont les suivantes :

- **Condition de rigidité :**

Soit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : le plus petit côté de la dalle, l_y : le plus grand côté de la dalle

Dans notre cas : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{1.5} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{30} = \frac{1.2}{30} = 0.04\text{m} = 4 \text{ cm}$

- **Condition d'isolation phonique :**

Pour le respect d'une bonne isolation contre les bruits aériens : $e \geq 15 \text{ cm}$

- **Condition de sécurité contre l'incendie :**

On prendra comme limite les valeurs de protection contre l'incendie suivantes :

- pour une heure de coupe feu : $e = 7\text{cm}$
- pour deux heures de coupe feu : $e = 11\text{cm}$

Donc on adopte pour notre cas la dimension suivante : $e = 15\text{cm}$

2.3. Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé servant de base à transmettre les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres se fera selon les formules du BAEL 91 et vérifié selon le RPA 2003.

- **Selon le BAEL 91 :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$, $0.3h \leq b \leq 0.7h$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

$$b \geq 20\text{cm} \text{ et } h \geq 30\text{cm} \quad , \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Avec L, H, B : hauteur et largeur de la portée.

2.3.1. Poutres longitudinales : $L_{\max} = 4.2\text{m}$

- **Selon le BAEL91 :**

$$\begin{aligned} 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm} & \rightarrow h = 40\text{cm} \\ 12\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm} & \rightarrow b = 30\text{cm} \end{aligned}$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Nous optons pour des poutres de (30x40)

2.3.2. Poutres transversales : $L_{\max} = 2.7\text{m}$

- **Selon le BAEL91 :**

$$18\text{cm} \leq h \leq 27\text{cm} \quad h = 25\text{cm}$$

$$7.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm} \quad b = 15\text{cm}$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

$b = 15\text{cm} < 20\text{cm}$ La condition n'est pas vérifiée

$h = 25\text{cm} < 30\text{cm}$ La condition n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{b} = 1.66 \leq 4$$

Nous optons pour des poutres de (30x35)

2.3.3. Poutres palières : $L = 2.7\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

On opte pour des poutres de 30 x 30 (cm²)

2.4. Voiles :

Selon le RPA 2003, les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

l, a, h_e : longueur du voile ; épaisseur du voile ; hauteur libre d'étage

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale est de 15cm

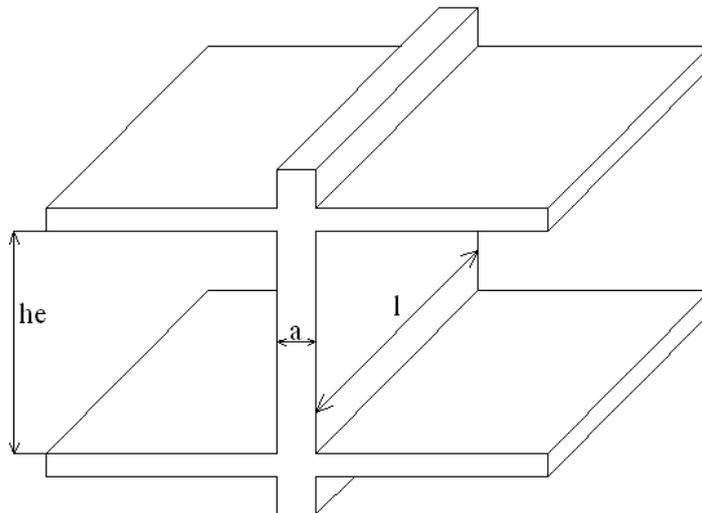
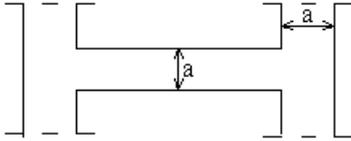
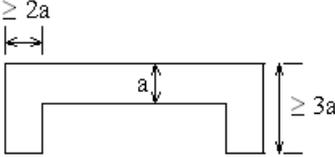
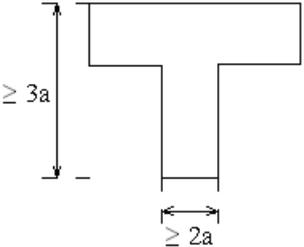
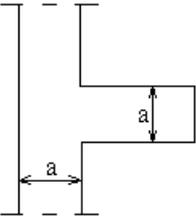
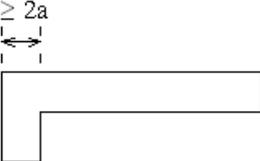
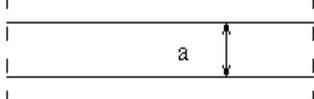


Fig II.2: Voiles

		$a \geq \mathbf{he/25}$
		 $a \geq \mathbf{he/22}$
		$a \geq \mathbf{he/20}$

Dans notre cas

$$a \geq \max \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22} \right) = \max \left(\frac{3.06}{25}, \frac{3.06}{22} \right) = \max (12, 14) \text{ donc } a \geq 14\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur a=20 cm

2.5. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage composé d'éléments de franchissement et servant de jonction entre plusieurs niveaux, il a pour but de desservir les différents niveaux en permettant la circulation verticale des usagers en toute sécurité, il encaisse des chocs et le risque de chute n'est pas à négliger. L'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

D'une manière générale, un escalier est dimensionné à l'aide des règles de confort qui définissent les éléments suivants :

- La marche : c'est la partie horizontale où l'on met le pied.
- La contre marche : c'est la partie verticale placée sous la marche.
- La paillasse : c'est la dalle oblique qui supporte les marches de l'escalier
- Le palier de repos est un palier intermédiaire entre deux volées de marche pour un changement de direction.
- L'embranchement : c'est la largeur de l'escalier

2.5.1. Calcul du nombre de contres marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

H : hauteur d'étage

N : nombre de contre marches

On choisit une hauteur de contre marche de 17cm

$$h = \frac{3.06}{0.17}$$

On trouve 18 contre marche

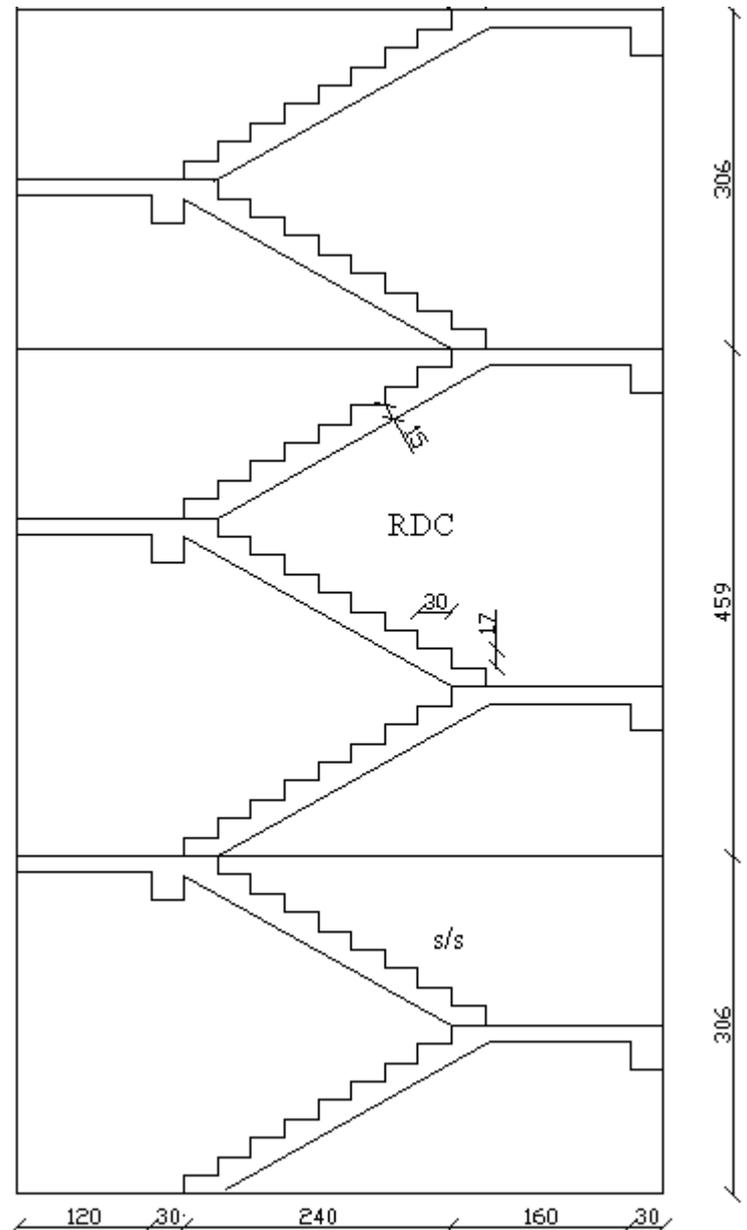


Fig II.3 : Escaliers

2.5.2. Calcul du giron

D'après la formule de Blondel :

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$60-2h \leq g \leq 66-2h$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Nous prenons donc : **h = 17cm, g = 30cm**

2.5.3. Epaisseur de la paillasse et du palier de repos :

Notre escalier a une portée de 4m

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow 13.33\text{cm} \leq e \leq 16\text{cm}$$

e = 15cm On gardera le même épaisseur pour le palier

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

2.5.4. Détermination des charges :**2.5.4.1. Palier de repos :**

Revêtement carrelage :	0.02 x 2200 = 44 Kg/m ²
Mortier de pose :	0.02 x 2000 = 40 Kg/m ²
Lit de sable :	0.03 x 1700 = 51 Kg/m ²
Poids propre de la dalle	0.15 x 2500 = 375 Kg/m ²
Enduit ciment	0.02 x 1800 = 36 Kg/m ²

$$G_{\text{Palier}} = 546 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{\text{palier}} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

2.5.4.2. Volée :

Revêtement carrelage :	0.02 x 2200 = 44 Kg/m ²
Mortier de pose :	0.02 x 2000 = 40 Kg/m ²
Poids de la marche :	$\frac{0.17}{2} \times 2200 = 187 \text{ Kg/m}^2$
Paillasse :	$\frac{0.15}{\cos 29.53^\circ} \times 2500 = 431,04 \text{ Kg/m}^2$
Enduit ciment :	0.02 x 1800 = 36 Kg/m ²

$$G_{\text{Paillasse}} = 738.04 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{\text{Paillasse}} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

2.6. Poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en effectuant une descente de charges, en fonction de la surface du plancher leur revenant.

2.6.1. Descente de charge :**2.6.1.1. Terrasse :**

Gravillons :	0.05 x 1600 = 80 Kg/m ²
Etanchéité :	0.05 x 200 = 12 Kg/m ²
Béton de pente :	0.12 x 2200 = 264 Kg/m ²
Liège :	0.04 x 40 = 1.6 Kg/m ²
Poids de la dalle	(16+5) = 290 Kg/m ²
Enduit plâtre	0.03 x 1000 = 30Kg/m ²

$$G_{\text{Terrasse}} = 677.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

2.6.1.2. Etage courant :

Cloison de séparation :	=100 Kg/m ²
Revêtement carrelage :	0.02 x 2200 = 44 Kg/m ²
Mortier de pose :	0.02 x 2000 = 40 Kg/m ²
Lit de sable :	0.03 x 1700 = 51 Kg/m ²
Dalle (16+5)	= 290 Kg/m ²
Enduit plâtre :	0.03 x 1000 = 30 Kg/m ²

$$G_{EC} = 555 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{EC} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

2.6.1.3. Rez-de-chaussée : $GRDC = 555 \text{ Kg/m}^2$, $QRDC = 400 \text{ Kg/m}^2$

2.6.1.4. Sous-sol : $G_{s/s} = 555 \text{ Kg/m}^2$, $Q_{s/s} = 250 \text{ Kg/m}^2$

2.6.1.5. Balcon : $G_{balcon} = 567 \text{ Kg/m}^2$, $Q_{Balcon} = 350 \text{ Kg/m}^2$

2.6.1.6. Maçonnerie :

Briques creuses :	0.25 x 900 = 225 Kg/m ²
Enduit ciment :	0.03 x 1800 = 54 Kg/m ²
Enduit plâtre :	0.02 x 1000 = 20 Kg/m ²
$G_{Maçonnerie}$	= 299 Kg/m ²

2.6.1.7. Voile :

Poids propre de la dalle :	0.20 x 2500 = 500 Kg/m ²
Enduit ciment	0.03 x 1800 = 54 Kg/m ²
Enduit plâtre	0.02 x 1000 = 20 Kg/m ²
G_{voile}	= 574 Kg/m ²

2.6.1.8. Acrotère :

$$\text{Surface de l'acrotère : } (0.4 \times 0.1) + (0.2 \times 0.08) + \left(\frac{0.2 \times 0.02}{2}\right)$$

$$G_{acrotère} = 2500 \times 0.058$$

$$S_{acrotère} = 0.058 \text{ m}^2$$

$$G_{acrotère} = 145 \text{ Kg/ml}$$

$$G_{acrotère} = 215.2 \text{ Kg/ml avec enduit}$$

2.6.2. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée.

Les poteaux à calculer sont des poteaux de rives, la surface qui leur revient est : $S = 10.5 \text{ m}^2$

Selon DTR BC .22 les charges permanentes doivent être majorées de 10% pour tenir compte du poids propre des poteaux et des poutres, la surface revenant au poteau ne sera pas majorée car le poteau est de rive.

$$S = 10.65 \text{ m}^2$$

$$1.1 \quad G_{\text{Terrasse}} = 746 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{Terrasse}} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.1 \quad G_{\text{EC}} = 610.5 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{EC}} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.1 \quad G_{\text{RDC}} = 610.5 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{RDC}} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$N_G = (1.1 G_{\text{Terrasse}} + 8 \times 1.1 G_{\text{EC}}) \times S \Rightarrow N_G = 0.6 \text{ MN}$$

$$N_Q = (Q_{\text{Terrasse}} + Q_{\text{EC}} (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 2(0.5)) + Q_{\text{RDC}}) \times 1.1 S \Rightarrow N_Q = 0.14 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \Rightarrow N_u = 1.03 \text{ MN}$$

D'après BAEL 91 (art B – 8 – 4)

$$N_u \leq N_{ult} = \Delta \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ ,

B_r : Section réduite du béton,

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours,

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$),

A_s : Section d'acier,

f_e : Limite d'élasticité de l'acier,

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$),

On choisit $\lambda = 35$ afin que tous les aciers participent à la résistance

$$\text{Pour } \lambda = 35 \quad \Delta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 0.708$$

D'après le RPA 2003 : Pour un bâtiment implanté en zone de forte séismicité

$$\frac{A}{B_r} = 0.009$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{9 f_e}{1000 \gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

a étant la dimension du poteau

Selon le RPA 99 (V2003) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0.3 f_{c28}}$$

Les résultats obtenus sont les suivants : (Tableau II.1 pré-dimensionnement des poteaux)

Niveau	N_g (MN)	N_q (MN)	N_u (MN)	B_r (cm ²)	a (cm)	B_c (cm ²)	a' (cm)	Section
7	0.08	0.01	0.13	91.32	9.60	190.15	13.79	(40 x 40)
6	0.15	0.03	0.24	172.89	13.19	359.99	18.97	
5	0.21	0.04	0.35	252.71	15.94	526.19	22.94	
4	0.28	0.05	0.45	330.78	18.23	688.75	26.24	
3	0.34	0.06	0.56	407.10	20.22	847.66	29.11	
2	0.41	0.07	0.66	481.67	21.99	1002.93	31.67	
1	0.47	0.08	0.76	554.49	23.59	1154.56	33.98	
RDC	0.54	0.09	0.86	627.31	25.09	1306.19	36.14	
S/S	0.60	0.14	1.03	749.70	27.42	1561.02	39.51	

On opte pour des poteaux (40 x 40) à tous les niveaux.

Selon l'article 7.4.1 du RPA il est plus convenable de prendre la même section pour tous les poteaux d'un même étage.

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement tels que (escalier, dalle, poutrelle...etc), ils sont généralement sollicités par leur poids propre, les actions climatiques ou le séisme.

L'objectif de ce chapitre est de ferrailer ces éléments soumis au chargement qui leur revient.

2. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux actions climatiques, conçu uniquement pour les terrasses inaccessibles, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse soumise à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

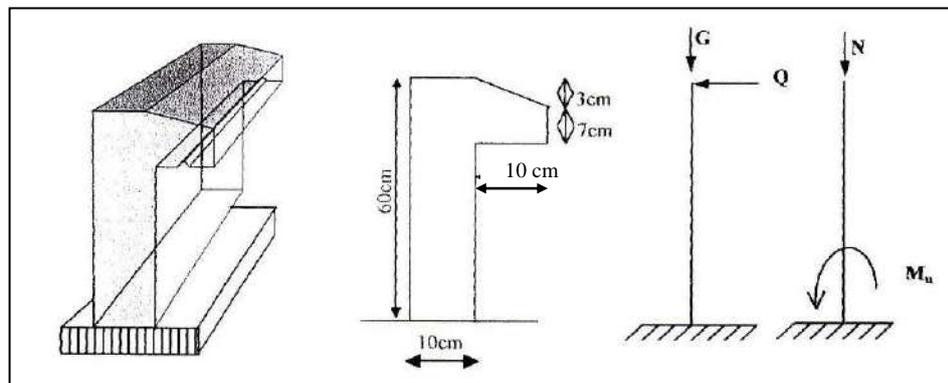


Fig III.1 : Schéma statique de l'acrotère

2.1. Détermination des sollicitations:

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G_0 = (0,0685 \times 2500) = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

Enduit en ciment $e = 1 \text{ cm}$ (sur la face extérieure et la face intérieure)

$$G_1 = 2000(0,6 + 0,1 + 0,104 + 0,07 + 0,1 + 0,5) \times 0,01 = 29,48 \text{ kg/ml}$$

$$G = g_0 + g_1 = 200,73 \text{ Kg/ml}$$

Charge d'exploitation: $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

2.2. Evaluation et combinaison des charges:

Etat limite ultime

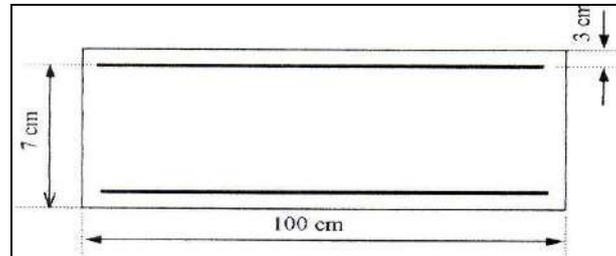
$$\begin{cases} N_u = G = 200,73 \text{ Kg/ml} \\ M_u = 1,5Q \times h = 90 \text{ Kg.ml} \\ T_u = 1,5Q = 150 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

Etat limite service

$$\begin{cases} N_{ser} = N_G = 200,73 \text{ Kg/ml} \\ M_{ser} = Q \times h = 60 \text{ Kg.ml} \\ T_{ser} = Q = 100 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

2.3. Ferrailage de l'acrotère :

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composée
 $h=10\text{cm}$ $b=100\text{cm}$ $c=c'=3\text{cm}$ $d=h-c=10-3=7\text{cm}$



2.4. Vérifications à l'E.L.U

- Calcul de l'excentricité

e_0 : l'excentricité du centre de pression $e_0 = M_u/N_u$

Donc: $e_0 = M_u/N_u = 90/200,73 = 0,448\text{m} = 44,83 \text{ cm}$

D'où : $e = 44,83\text{cm} > h/2 = 5\text{cm}$

⇒ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_A .

M_A : moment de flexion par rapport au (C.D.G) des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\left(\frac{h}{2} \right) - c \right) = 90 + 200,73 \left(\left(\frac{0,1}{2} \right) - 0,03 \right) = 94,014 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{90 \times 10}{14,17 \times 100 \times 7^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0,013}}{2} = 0,9$$



$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{94,014 \times 10}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,388\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq b \times h^2 \times f_{ij} \times \frac{e_G + d - \frac{h}{2} - z}{(e_G - h) \times z \times f_e}$$

Et par mesure de simplification, on peut admettre que : $d = 0,9h$

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,9h = 0,81h \quad ; \quad f_{ij} = f_{t28} \quad \text{d'où ;} \quad A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d \times \frac{e_G - 0,455 \times d}{e_G - 0,185 \times d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{200,73} = 0,298m$$

$$\text{Alors,} \quad A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 7 \times \frac{29,80 - 0,455 \times 7}{29,80 - 0,185 \times 7} = 0,789cm^2$$

- **Valeur minimale d'armature (BAEL 91 Art-B 5.3.1)**

$$A_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5cm^2$$

- **Armature final**

$$\text{Donc } A = \max (A_{cal}; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{adoptée} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,52cm^2}$$

- **Espacement des armatures longitudinales (BAEL 91 Art-A8.1.2.2)**

$$S_t < \min (a+10cm; 40cm)$$

a: la longueur du petit côté du rectangle

$$\text{Soit } S_t = \mathbf{20cm}$$

- **Contrainte de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable donc $\overline{\tau_u} = 2,5Mpa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1500}{1000.70} = 0,024Mpa < \overline{\tau_u} \quad \text{BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 3 \phi 8 = 1,509 \text{ cm}^2$$

Selon les règles de BAEL91 pour les éléments exposés indiquent que l'écartement des armatures longitudinales est:

$$St \leq \text{Min}(2,50h; 25\text{cm}) \Rightarrow \text{L'espace des armatures } St = 25 \text{ cm}$$

2.5. Vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{200,73} = 0,298 \text{ m} = 29,8 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}; \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C$$

Avec: Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant les efforts appliqués à la section:

$$Y_c^3 + P \times Y_c + q = 0$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 29,8 - \frac{10}{2} = 24,80 \text{ cm}$$

Soit compte tenu des conventions de signes $c = -24,903 \text{ cm}$

Avec:

$$P = -3c^2 + (d-c).90.A_s/b = -3(-24,8)^2 + (7-(-24,903)) \times 90 \times (2,51)/100 = -1773,283$$

$$q = -2c^3 - (d-c)^2.90.A_s/100 = -2(-24,8)^3 - (7-(-24,8))^2.90.(2,51)/100 = 28521,592$$

$$\Rightarrow Y_c^3 - 1777,283 Y_c + 28521,592 = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27) = (28521,592)^2 + (4 \times (-1773,283)^3/27) = -12614522,99$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \cos \varphi = (3q/2p)\sqrt{(-3/p)} = -0,992 \Rightarrow \varphi = \arccos(-0,992) \approx 172,901^\circ$$

$$\alpha = 2\sqrt{(-P/3)} = 48,624$$

Nous avons trois solutions:

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,029 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -48,582 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 22,526 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C \quad \text{donc : } Y_c = 27,044 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 26,029 - 24,8 = 1,229$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c3} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 22,526 - 24,8 = -2,274$$

Il faut que $Y_{\text{ser}} > 0 \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2,414$

a) Vérification des contraintes:

Cette phase consiste à vérifier les contraintes de compression de béton et de traction des armatures.

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b \times Y_{\text{ser}}^3 / 3 + 15A_s \times (d - Y_{\text{ser}})^2$$

$$I = 100 \times (2,414)^3 / 3 + 15 \times 2,51 \times (7 - 2,414)^2 = 1315,789$$

b) Le coefficient angulaire contraint:

$$K = \frac{N_{\text{ser}} \times YC}{I} = \frac{200,73 \cdot 10^{-2} \times 26,029}{1315,789} = 0,039 \text{ KN} / \text{Cm}^3$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = k \cdot Y_{\text{ser}} = 0,039 \times 1,229 = 0,0488 \text{ KN} / \text{Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,488 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - Y_{\text{ser}}) = 15 \times 0,039 \times (7 - 1,229) = 3,376 \Rightarrow \sigma_s = 33,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \approx 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

2.6. Vérification de l'effort due au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments non structuraux sous l'effet des forces horizontales suivant la formule de (Art 6.2.3):

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés. Pour la zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$

C_p: Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1) pour notre cas : $C_p = 0,8$.

W_p: Poids de l'élément considéré, $W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$

Due: $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

$$F_p \leq 1,5Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

2.7. Schéma de ferrailage :

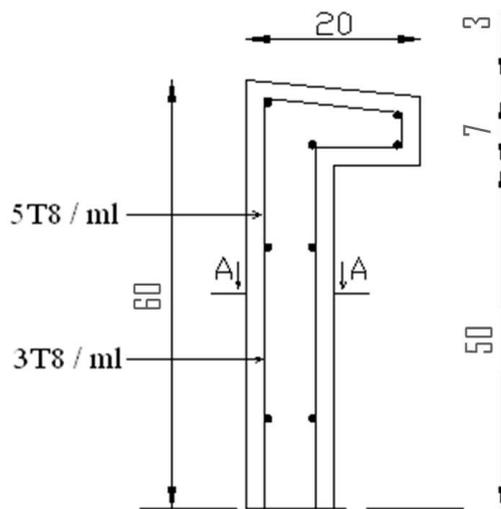
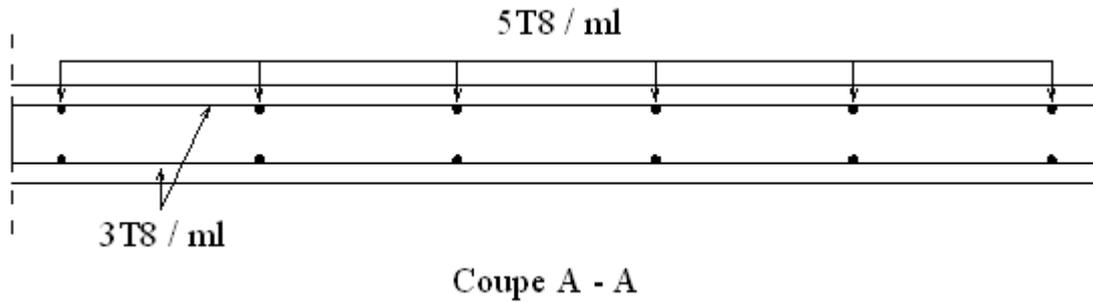


Fig III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère



3. Escaliers :

Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur deux appuis, assimilés à une poutre isostatique soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés précédemment comme suit :

3.1. Escalier :

Palier : $G = 546 \text{ Kg/m}^2$; $Q : 250 \text{ Kg/m}^2$

Paillasse $G = 738.04 \text{ Kg/m}^2$; $Q : 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge ultime du palier est :

$$G_{\text{ultime palier}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = 1.12 \text{ t/ml}$$

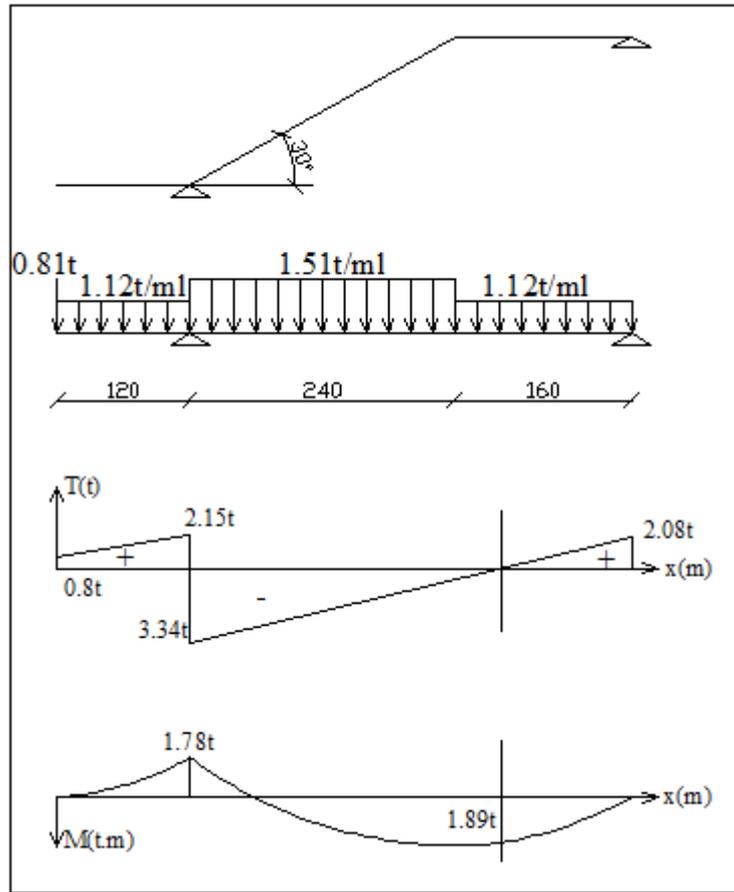
$$G_{\text{ultime volée}} = (1.35G + 1.5Q + 1.35 g_{\text{garde corps}}) \times 1\text{m} = 1.51 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{garde corps}} = 100 \text{ Kg/ml}$$

$$G_{\text{Mur}} = 299 (3.06 - 0.35) \times 1$$

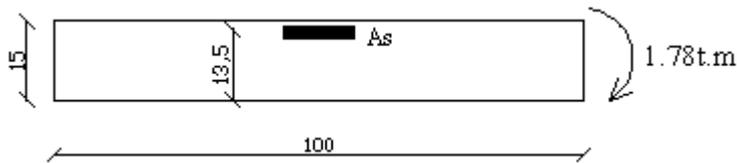
$$G_{\text{Mur}} = 0.813 \text{ t}$$

Le schéma statique et le diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant de l'escalier type1 sont les suivants :



3.2. Ferrailage du palier en porte à faux :

Le moment maximal : $M_{Max} = -1.78 \text{ t.m}$



3.2.1. Ferrailage longitudinal :

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 0.135 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $\theta \leq \frac{h}{10}$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e}$$

$M_u(\text{MN.m})$	μ_{bu}	α	$z(\text{m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$S_r(\text{cm})$
0.018	0.078	0.101	0.130	3.929	1.490	4T12	25

3.2.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} \quad A_r = 0.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 3T8/ml avec un espacement de 30cm

3.2.3. Ferrailage transversal :

Pas de reprise de bétonnage

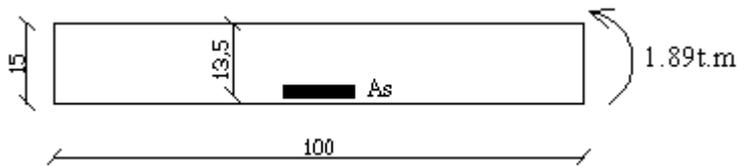
$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{3.34 \times 10^{-2}}{1 \times 0.135} = 0.247 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.03 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3.3. Ferrailage de la pailasse et du deuxième palier :

Le moment maximal correspondant : $M_{\max} = 1.89 \text{ t.m}$

**3.3.1. Ferrailage longitudinal :**

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_{\max}$

Moment en travée : $M_t = M_{\max}$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.135 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; \theta \leq \frac{h}{10}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e}$$

Tableau III.1 : Calcul le ferrailage de palier

	M_u	μ_{bu}	α	Z(m)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Sur appuis	0.0095	0.042	0.053	0.132	2.067	1.490	4T10	25cm
En travée	0.0189	0.083	0.109	0.129	4.220	1.490	4T12	25cm

3.3.2. Armatures de répartition :**3.3.2.1. Sur appuis :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.067}{4} = 0.517 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4T8 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

3.3.2.2. En travée :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.22}{4} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4T8 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

3.3.3. Ferrailage transversal :

Pas de reprise de bétonnage

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{3.34 \times 10^{-2}}{1 \times 0.144} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.03 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3.4. Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour reprendre la réaction de l'escalier, elle est supposée simplement appuyée sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments aux appuis.

Le ferrailage de cette poutre se fait à l'ELU en flexion simple, la fissuration étant peu préjudiciable.

3.4.1. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = 0.225 \text{ t/ml}$

Réaction du palier : $R = 5.58 \text{ t/ml}$

D'où : $P_u = R + 1.35(G)$

$P_u = 5.88 \text{ t/ml}$

3.4.2. Ferrailage longitudinal :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} \rightarrow M_u = 5.36 \text{ t.m}$$

Sur appuis : $M_a = 0.3 M_{u \max}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{u \max}$

$$h = 0.3\text{m} ; d = 0.9h = 0.27\text{m} ; b = 0.3\text{m}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e}$$

Tableau III.2 : Ferrailage de la poutre palière

	M_u (MN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Sur appuis	0.0161	0.059	0.076	0.262	1.768	0.894	3T10
En travée	0.046	0.169	0.233	0.245	5.092	0.894	6T12

3.4.3. Armatures transversales :

$$\Phi_t = \min\left(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t = \min(10 ; 8.5 ; 30)$$

On opte pour $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 5.88 \frac{2.7}{2} = 7.6\text{t} = 0.076 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{0.08}{0.3 \times 0.27} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{b_0 d} ; 5\text{MPa}\right) = 2.93 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Nous pouvons utiliser des armatures transversales

3.4.4. Espacement des armatures :

Il n y a pas de reprise de bétonnage

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{\gamma_s \cdot b (\tau_u - 0.3 k f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400 \times 10^{-4}}{1.15 \times 0.3 (0.99 - (0.3 \times 1 \times 1.92))} = 50.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 50.66\text{cm}$$

$$7\text{cm} \leq S_t \leq S_{t \max} = \max(0.9 d ; 40\text{cm}) = 24.4\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

3.4.5. Condition de pourcentage minimum :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4$$

$$1.79\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \text{ (Vérfiée)}$$

3.4.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

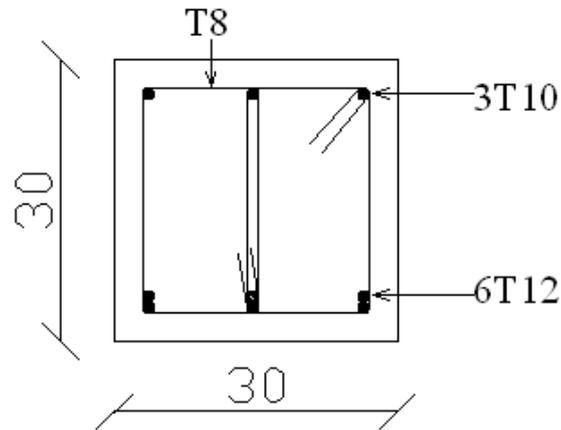


Fig III.3: Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.5. Schéma de ferrailage de l'escalier :

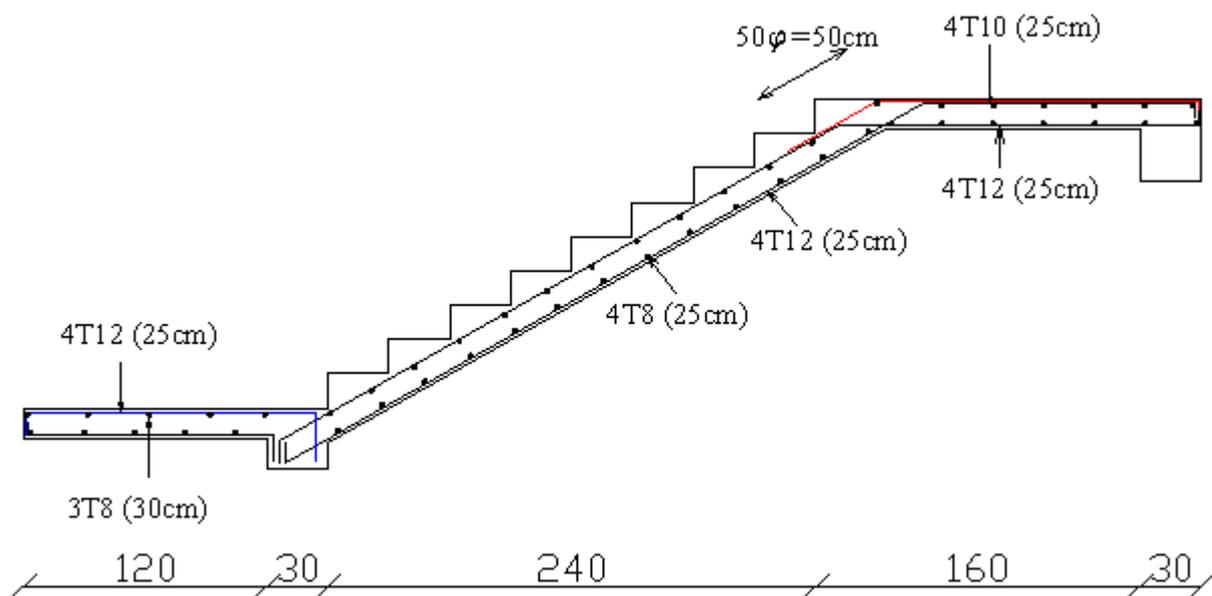


Fig III.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier

4. Dalle pleine :

4.1. Méthode de calcul :

La dalle pleine considérée dans notre cas repose sur trois côtés.

Les dalles reposant sur trois côtés se calculent à l'aide des tables de BARRES.

Afin de déterminer les charges et surcharges revenant à la dalle nous procédons à une descente de charges au niveau le plus sollicité qui est le rez-de-chaussée ($Q = 400\text{Kg/m}^2$)

On calcul $\gamma = \frac{a}{b}$ avec : a = petit côté de la dalle

b = grand côté de la dalle

Les formules donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis sont les suivantes :

En travée $M_{xs} \times P_u \times a^2$

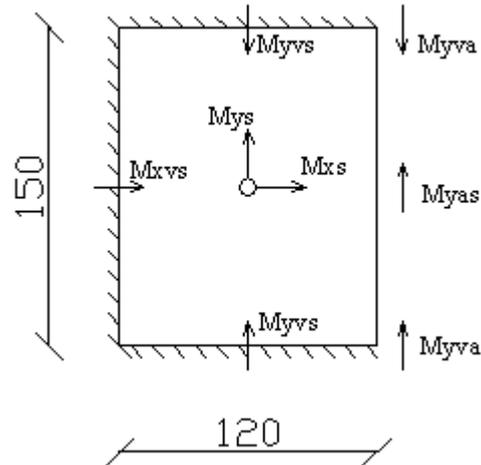
$M_{yas} \times P_u \times b^2$

$M_{ys} \times P_u \times b^2$

Sur appuis $M_{xvs} \times P_u \times a^2$

$M_{yvs} \times P_u \times b^2$

$M_{yva} \times P_u \times b^2$



4.2. Calcul de la dalle :

$$\gamma = \frac{120}{150} = 0.8$$

4.2.1. Calcul des coefficients :

Les valeurs des coefficients M_{xs} , M_{yas} , M_{ys} , M_{xvs} , M_{yvs} , M_{yva} sont tirés à partir des tables de BARRES.

Γ	M_{xs}	M_{yas}	M_{ys}	M_{xvs}	M_{yvs}	M_{yva}
0.8	0.0136	0.0385	0.0229	- 0.0878	- 0.0559	- 0.0872

Le calcul se fait en flexion simple par bandes de 1m pour la détermination des sections d’aciers.

Selon le BAEL91, la section minimale est de :

$$A_{y \min} = 0.8\% \cdot h \cdot b = 8 \times 0.16 \times 1 = 1.28\text{cm}^2$$

$$A_{x \min} = 0.8\% \cdot h \cdot b \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 1.28 \times \frac{3 - 0.8}{2} = 1.41\text{cm}^2$$

L’espacement maximal est de $S_t = \min (3h ; 33\text{cm})$

4.2.2. Calcul du poids de la dalle :

Avec : $P_u = (1.35G + 1.5Q)$

Plancher Rez-de-chaussée :

- Revêtement carrelage : $0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier de pose : $0.02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
- Lit de sable : $0.03 \times 1700 = 51 \text{ Kg/m}^2$
- Dalle : $0.16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$
- Enduit plâtre : $0.03 \times 1000 = 30 \text{ Kg/m}^2$

$$G_{RDC} = 565 \text{ Kg/m}^2 \quad , \quad Q_{RDC} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_u = 1.35 (565) + 1.5 (400) = 1362.75 \text{ Kg/m}^2 = 0.01363 \text{ MN/m}^2$$

4.2.3. Calcul des moments fléchissants :

En travée $M_{xs} \times P_u \times a^2 = 2.67 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$, Sur appuis $M_{xvs} \times P_u \times a^2 = -17.23 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$

$$M_{yas} \times P_u \times b^2 = 11.8 \times 10^{-4} \text{ MN.m} \qquad M_{yvs} \times P_u \times b^2 = -17.14 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$M_{ys} \times P_u \times b^2 = 7.02 \times 10^{-4} \text{ MN.m} \qquad M_{yva} \times P_u \times b^2 = -26.74 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

4.2.4. Ferrailage de la dalle :

$H = 16\text{cm} ; b = 1\text{m} ; c = 0.02\text{m} ; \Phi \leq \frac{h}{10} ;$
 $d_x = h - c - \left(\frac{\Phi}{2}\right) = 0.16 - 0.02 - \left(\frac{0.008}{2}\right) = 0.136\text{m}$
 $d_y = d_x - \Phi = 0.136 - 0.008 = 0.128\text{m}$
 $d_x = 0.136\text{m} \quad , \quad d_y = 0.128\text{m}$

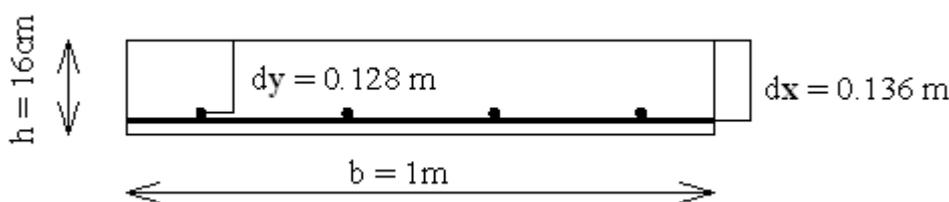


Fig III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle

3.2.4.1 En travée :

Tableau III.3 : ferrailage de la dalle

	$M_u(\text{MN.m})$	μ_{bu}	A	z(m)	$A_u(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
$M_{xs} \times P_u \times a^2$	2.67×10^{-4}	0.006	0.007	0.18	0.043	1.41	1.41
$M_{yas} \times P_u \times b^2$	11.8×10^{-4}	0.024	0.031	0.178	0.191	1.28	1.28
$M_{ys} \times P_u \times b^2$	7.02×10^{-4}	0.014	0.018	0.179	0.113	1.28	1.28

3.2.4.2 Sur appuis :

Tableau III.4 : ferrailage de la dalle

	$M_u(\text{MN.m})$	μ_{bu}	α	$z(\text{m})$	$A_u(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
$M_{xvs} \times P_u \times a^2$	-17.23×10^{-4}	0.036	0.045	0.177	0.28	1.41	1.41
$M_{yvs} \times P_u \times b^2$	-17.14×10^{-4}	0.035	0.045	0.177	0.279	1.28	1.28
$M_{yv} \times P_u \times b^2$	-26.74×10^{-4}	0.055	0.071	0.175	0.44	1.28	1.28

4.2.5. Espacements maximaux:

D'après le BAEL91 les espacements maximaux des dalles dans le cas des charges réparties en fissuration peu préjudiciable est de :

$$e \leq \min(3h_0 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{dans la direction la plus sollicitée.}$$

$$e \leq \min(4h_0 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{dans la direction perpendiculaire.}$$

4.2.6. Espacements adoptés :

L'ensemble des espacements en nappe inférieure et supérieure dans les deux sens est de :

$$S_t = 25\text{cm}$$

4.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

Nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc, nous devons vérifier :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 22}{1.5} = 1.03 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_{ux} = \frac{p}{2l_x + l_y}$$

$$V_{uy} = \frac{p}{3l_y}$$

En sachant que $P = P_u \times l_x \times l_y$

$$V_{ux} = \frac{0.01363 \times 1.5 \times 1.2}{(2 \times 1.2) + 1.5} = 0.0063 \text{ MN / ml} \rightarrow \tau_u = 0.046 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.03 \text{ MPA}$$

$$V_{uy} = \frac{0.01363 \times 1.5 \times 1.2}{3 \times 1.5} = 0.005 \text{ MN / ml} \rightarrow \tau_u = 0.043 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.03 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.2.8. Schéma de ferrailage de la dalle :

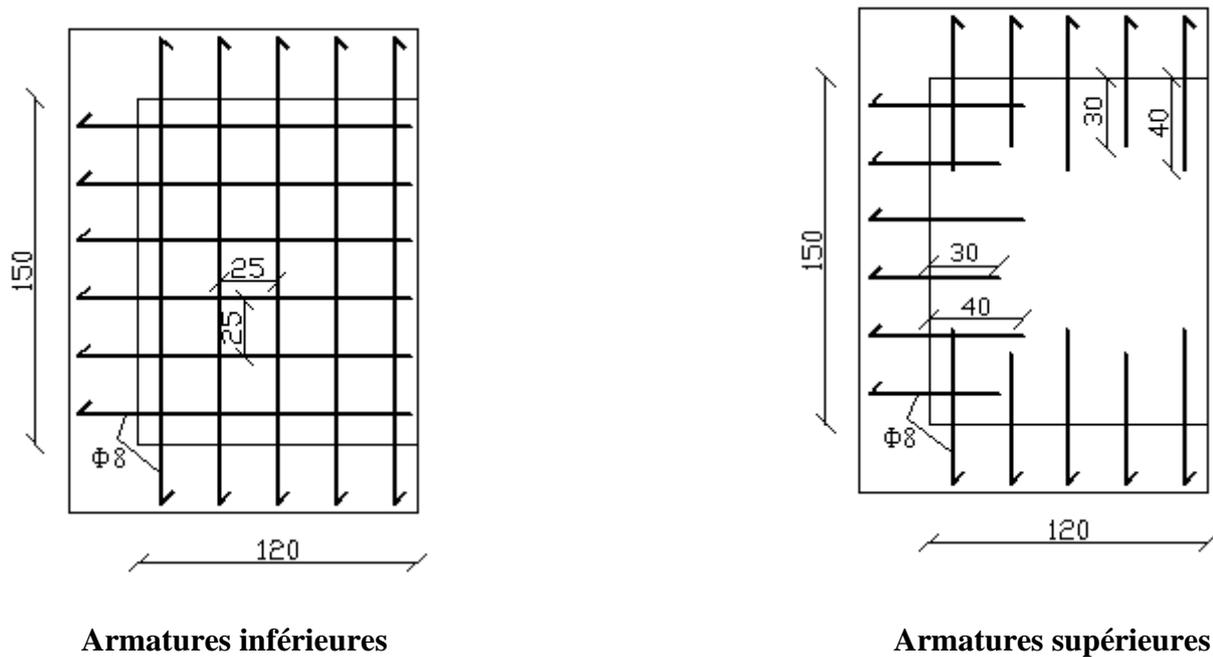


Fig III.6 : Armatures inférieurs + Armatures supérieurs de la dalle

5. Poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, nous ferons le calcul avec la méthode forfaitaire.

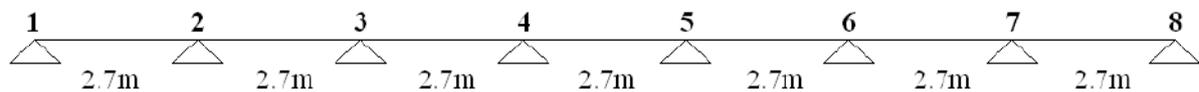
5.1. Evaluation des charges :

5.1.1. Poutrelles à sept travées

Le calcul se fait pour une bande de 65cm

Nous ferons le calcul pour le rez-de-chaussée vu qu'il possède la plus grande charge d'exploitation.

$$G = 555\text{Kg/m}^2, Q = 400\text{Kg/m}^2$$



$$\alpha = 0.419$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.663$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.563$$

- **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Combinaison de charges

$$q = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65$$

$$q = 0.877 \text{ t/ml}$$

Evaluation des moments fléchissant :

Vu que les longueurs des travées sont identiques, nous aurons à calculer uniquement un seul moment isostatique M_0

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 0.8 \text{ t.m}$$

- **Détermination des moments en travée :**

- **Les moments minimums sur appuis :**

$$0.15 M_0 = 0.12 \text{ t.m}$$

$$0.4 M_0 = 0.32 \text{ t.m}$$

$$0.5 M_0 = 0.4 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_8 = 0.12 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.4 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0.32 \text{ t.m}$$

- **Les moments en travée :**

• **Travée (1-2) : travée de rive :**

$$M_{t(1-2)} = \max \left(1.05 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} ; (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} \right)$$

$$M_{t(1-2)} = \max (0.58 ; 0.64)$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 0.66 \text{ t.m}$$

• **Travée (2-3) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(2-3)} = \max \left(1.05 M_0 - \frac{M_2 + M_3}{2} ; (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_2 + M_3}{2} \right)$$

$$M_{t(2-3)} = \max (0.48 ; 0.54)$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = 0.54 \text{ t.m}$$

- **Détermination des moments sur appui :**

- **Les moments minimums en travée :**

$$M_{t(1-2) \text{ min}} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.53$$

$$M_{t(2-3) \text{ min}} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.45$$

- **Les moments sur appui :**

On se donne un moment sur appui (M_w) et on détermine le moment (M_e)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0)$$

• **Appui 2 :**

$$0.53 + \frac{0.15 M_0 + M_2}{2} \geq 0.9 \quad ==> \quad M_2 = 0.62 \text{ t.m}$$

De la même façon on détermine les moments sur appui 1 et 3

• **Appui 3 :**

$$M_3 = 0.50 \text{ t.m}$$

• **Appui 1 :**

$$M_1 = 0.2 \times M_0 = 0.16 \text{ t.m}$$

- **Evaluation des efforts tranchants :**

L'effort tranchant représente la résultante des efforts situés à gauche ou à droite de la section considérée, on s'intéressera à la valeur au droit de l'appui qui représente la valeur maximale

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$T_{w(1-2)} = (0.5 \times 0.877 \times 2.7) = 1.19 \text{ t}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 \times (0.5 \times 0.877 \times 2.7) = 1.3 \text{ t}$$

- **Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

Le calcul se fait généralement à l'ELU, seulement on peut tirer les valeurs des moments à l'ELS en multipliant les valeurs obtenues à l'ELU par $\frac{1}{k}$

$$\text{Avec } k = \frac{1.35G + 1.5Q}{G + Q}$$

$$k = 1.41 \Rightarrow \frac{1}{k} = 0.7$$

- Diagramme des efforts internes (moments – efforts tranchants) :

ELU :

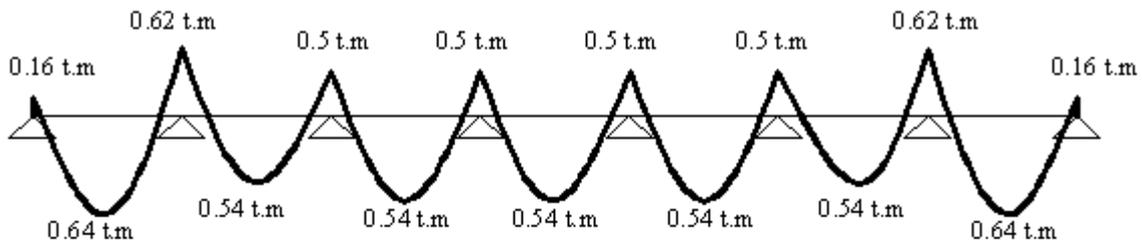


Diagramme des moments à l'ELU

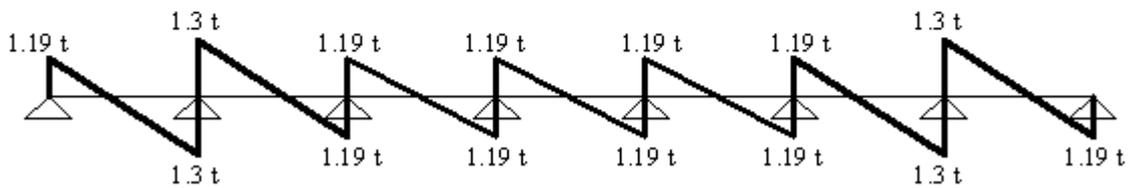


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

ELS :

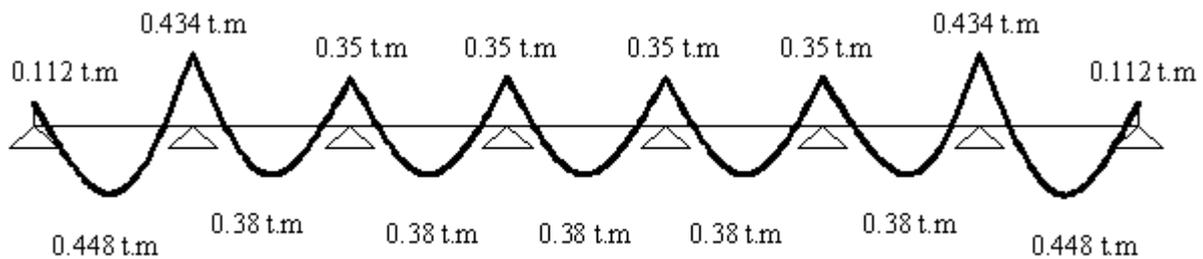
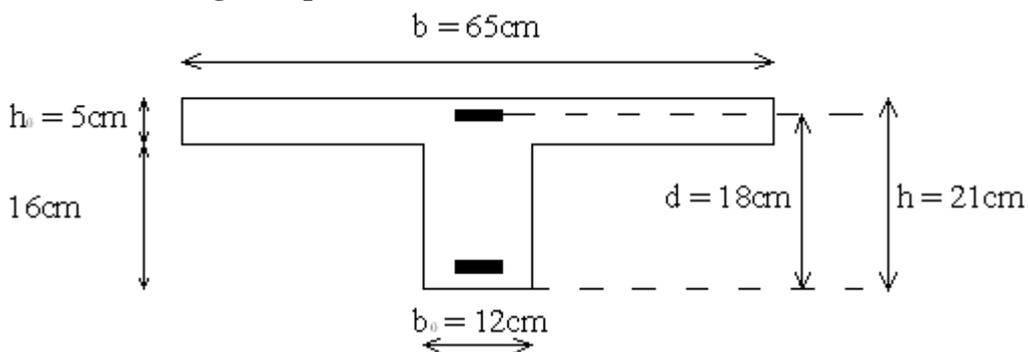


Diagramme des moments à l'ELS

5.2. Ferrailage des poutrelles :



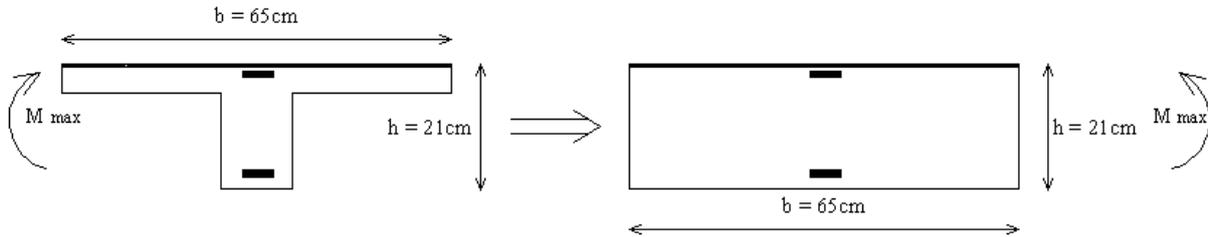
Le moment de la table de compression

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.063 \text{ MN/m}^2 = 6.3 \text{ t/m}^2$$

$M_{max} \leq M_t \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, la section à calculer sera une section rectangulaire (bxh)

- Ferrailage longitudinal en travée :

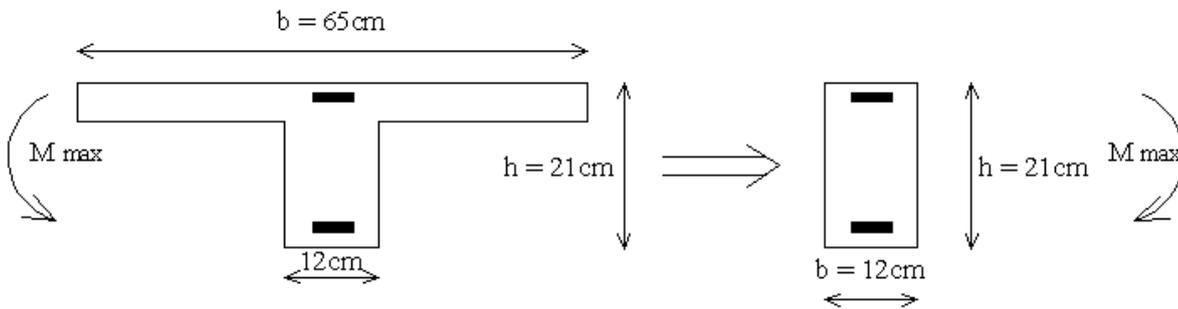


$h = 21\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; M_{max} = 0.0064 \text{ MN.m}$

Mu(MN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$A_{s(adopté)}(\text{cm}^2)$
0.0064	0.024	0.031	0.178	1.035	1.292	2T10	1.57

- Ferrailage longitudinal sur appuis :

Au niveau des appuis, la table de compression étant tendue, le calcul de la section en T sera équivalent à une poutre de dimensions ($b_0 \times h$)



La section à étudier sera comme suit :

$h = 21\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; b = 12\text{cm}$

Appui 1 :

$M_{max} = -0.0016 \text{ t.m}$

Mu(MN.n)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$A_{s(adopté)}(\text{cm}^2)$
-0.0016	0.033	0.042	0.177	0.26	0.238	1T10	0.79

Appui 2 :

$$M_{\max} = -0.0062 \text{ t.m}$$

Mu(MN.n)	μ_{bu}	α	z(m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopté (cm ²)	As(adopté)(cm ²)
-0.0062	0.128	0.172	0.168	1.063	0.238	2T10	1.57

Appui 3 ; 4 ; 5 ; 6 :

$$M_{\max} = -0.0050 \text{ t.m}$$

Mu(MN.n)	μ_{bu}	α	z(m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopté (cm ²)	As(adopté)(cm ²)
-0.0050	0.103	0.136	0.17	0.845	0.238	2T10	1.57

- Ferrailage transversal :

$$T_{u(\max)} = 0,013 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.93 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée donc nous pouvons utiliser des armatures transversales

- Armatures transversales :

$$\Phi_t = \min\left(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(10; 6; 12) = 6 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre de $\Phi 6$

$$A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures :

L'espacement à adopter est déterminé comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 k f_{c28})}{0.9 f_e}; k = 0$$

$$S_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{\gamma_s b_0 \tau_u} = 43 \text{ cm}$$

- Calcul de l'espacement maximal : \bar{S}_t

$$7 \text{ cm} \leq S_t \leq \bar{S}_t$$

$$\bar{S}_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 0.17 \text{ cm}$$

L'espacement obtenu ne satisfait pas à la condition précédente, on adoptera un espacement

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - d') - n A_s (d - y) = 0$$

$$y = 3.9 \text{ cm}$$

$$I = 8 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 3.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:**

Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_n 0.9d} = \frac{2(0.012)}{0.12 \times 0.9 \times 0.18} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 22}{1.5} = 11.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Vérifiée}$$

Sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_n 0.9d} = \frac{2(0.013)}{0.12 \times 0.9 \times 0.18} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Vérification de l'acier :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = 185.63 \text{ MPa} \leq 347.83 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_{ser}}{I} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{sc} = 11.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

5.3. Ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectés :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si :

$$50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_s} \quad \text{avec } L_1 \text{ en cm}$$

$$L_1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_s}$$

Avec :

L_1 : distance entre axes des poutrelles

A_1 : aire des aciers perpendiculaires aux poutrelles par (ml)

A_2 : aire des aciers parallèles aux poutrelles par (ml)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

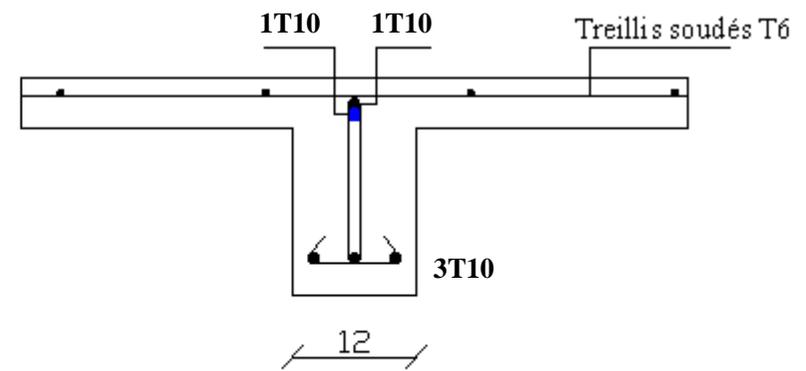
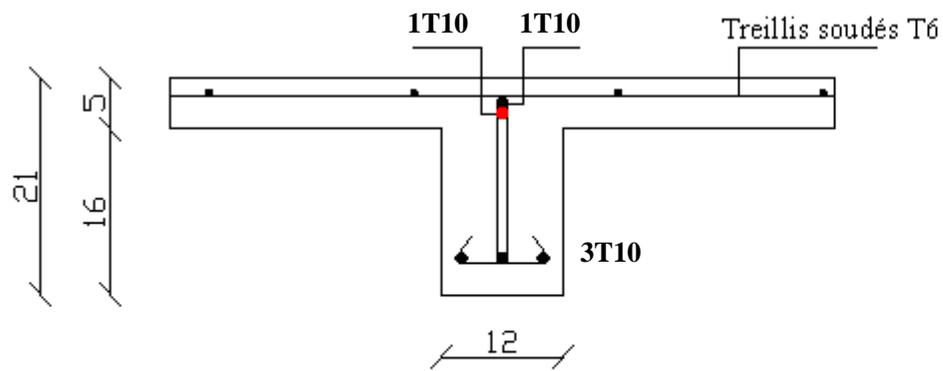
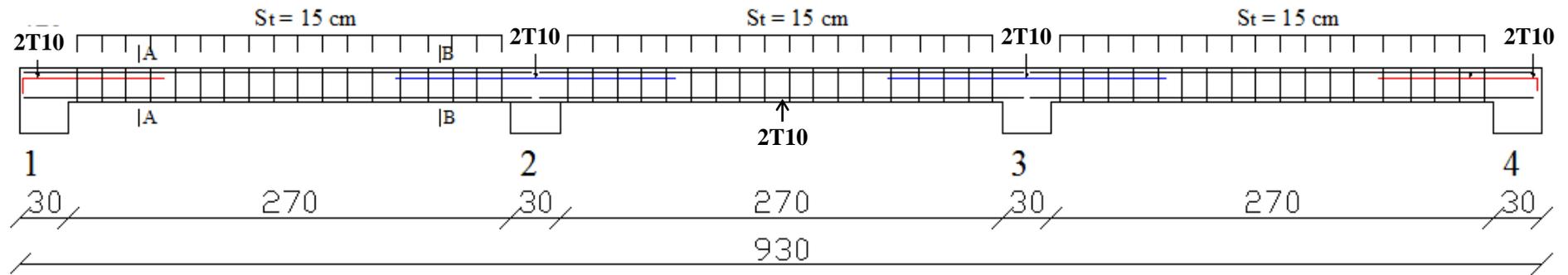
$$L_1 = 65\text{cm}$$

$$f_s = 400\text{MPa}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{On prend 5T6 avec } S = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$A_2 = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{On prend 5T6 avec } S = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on opte pour un treillis soudé T6 dont les dimensions des mailles sont égales à 20cm.



Coupe A - A

Coupe B - B

Fig III.7 : Schéma de ferrailage de la poutrelle à trois travées

Chapitre IV
Caractéristiques
Géométriques

1. Introduction :

On assure la stabilité d'un bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux tel que le séisme et le vent par des voiles qui constituent une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures, pour ces derniers il est introduit la notion d'inertie équivalente.

2. Calcul des inerties des refends :

2.1. Voiles pleins :

Tous les voiles transversaux de notre structure sont des voiles pleins

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{L \cdot e^3}{12} \approx 0$$

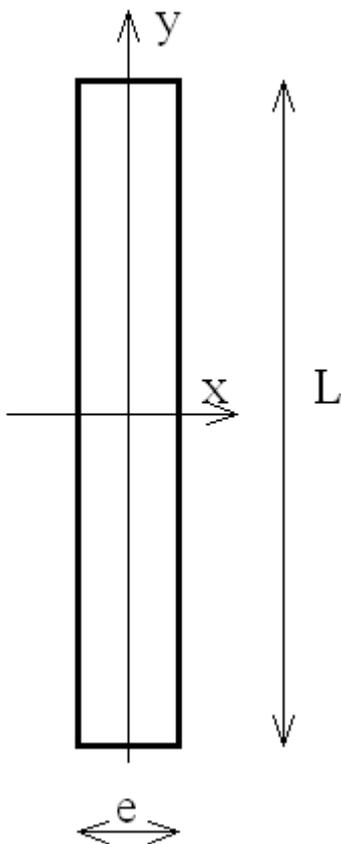


Tableau IV.1: Inerties des voiles pleins transversaux

Voiles	L (m)	I _x (m ⁴)
Vt1	4.6	1.622
Vt2	4.6	1.622
Vt3	4.6	1.622
Vt4	4.6	1.622
Vt5	4.6	1.622
Vt6	4.6	1.622
Vt7	4.6	1.622
Vt8	4.6	1.622

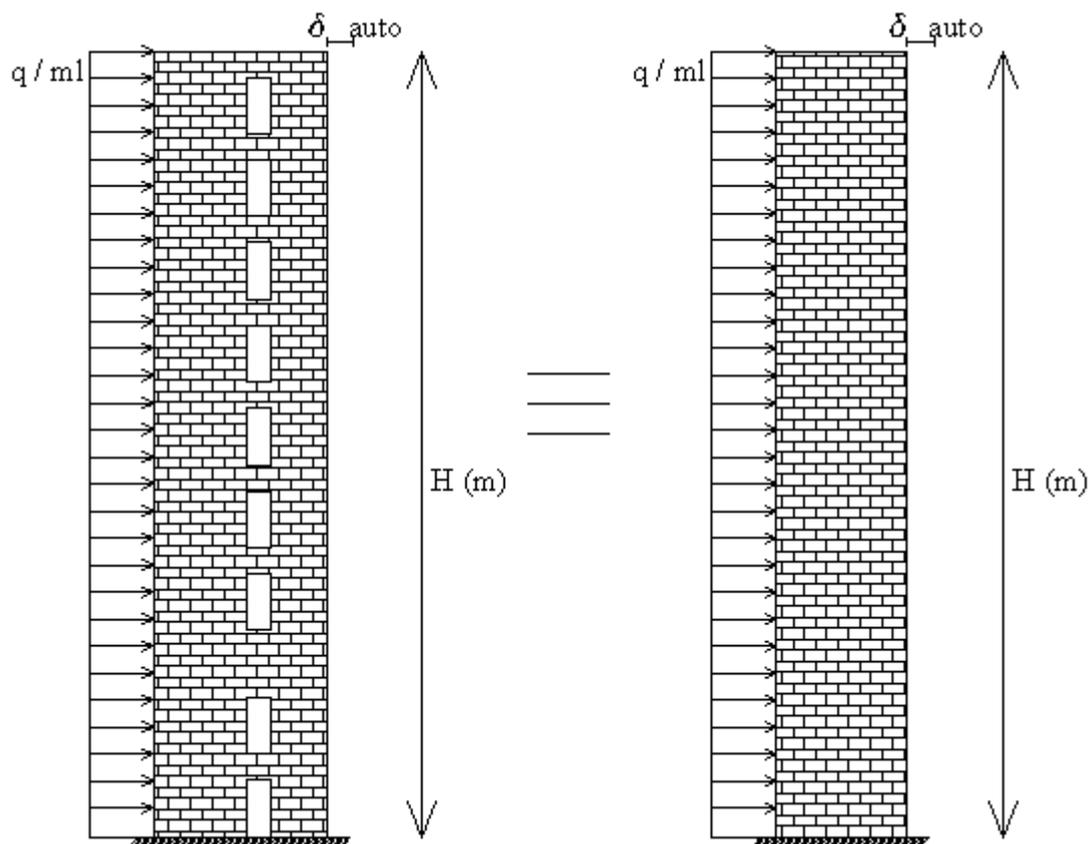
2.2. Voiles avec une file d'ouverture :

Les voiles longitudinaux sont à une seule file d'ouverture, l'inertie réelle de ces voiles ne peut être déterminée, on parle alors d'inertie équivalente qui représente l'inertie d'un voile plein fictif équivalent lequel soumis au même chargement aurait la même flèche au sommet. Cette inertie équivalente dépend de la hauteur du voile et du type de chargement (uniforme, triangulaire, ...etc.)

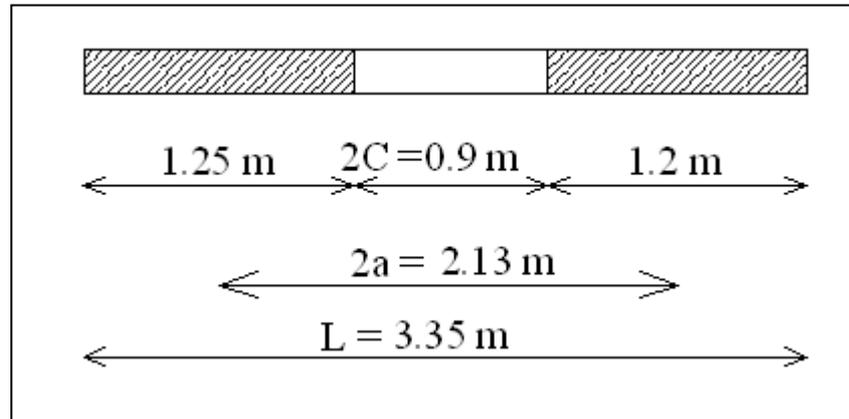
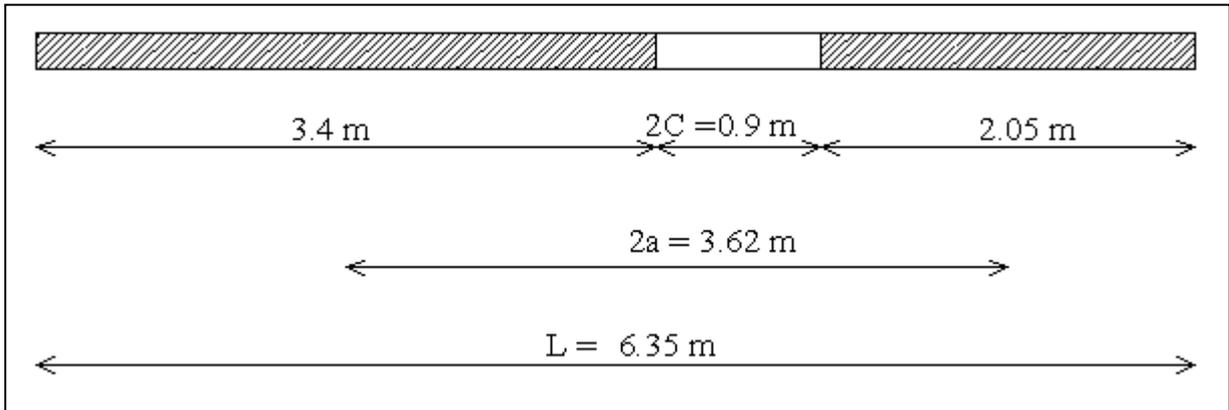
La plupart des méthodes qui traitent ce problème l'aborde en modèle continu, tel que celle proposée par M^{rs} ALBIGES et GOULET, elles ne sont donc applicables qu'aux structures régulières qui satisfont aux hypothèses du modèle, c'est-à-dire hauteur d'étage et inertie des linteaux constante tout le long de la structure.

Notre bâtiment que nous étudions ne répond pas à ces hypothèses, car il comporte une hauteur de 3.06m au sous sol et aux étages courants, 4.59m au rez-de-chaussée, nous allons quand-même utiliser cette méthode en supposant une hauteur d'étage constante, nous allons aussi faire un calcul automatique et comparer les résultats ainsi obtenus.

Le calcul automatique consiste à modéliser le voile avec ses ouvertures, lui imposer un chargement (triangulaire s'il s'agit d'un séisme, rectangulaire s'il s'agit du vent), et lire la valeur de la flèche au sommet, en écrivant l'expression de la flèche au sommet pour une console d'inertie constante « I » soumise au même chargement, on déduit la valeur de l'inertie équivalente « I_{eq} »



La configuration des voiles avec ouvertures se présente comme suit :



2.2.1. Méthode ALBIGES et GOULET

Cette méthode utilise le critère « α » pour définir le degré de monolithisme des voiles, son calcul se fait comme suit :

$$\alpha = \omega H_t$$

Calcul des inerties des trumeaux :
$$I_i = \frac{e \times L^3}{12} \quad I_0 = \Sigma I_i$$

Calcul du moment statique :
$$m = \frac{2 \times c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

Calcul des inerties des linteaux :

$$h_{\text{linteau}} = h_{\text{étage}} - h_{\text{ouvertures}}$$

$$i = \frac{e \times h_{\text{linteau}}^3}{12}$$

Calcul de l'inertie totale du refend :

$$I = I_0 + 2mc$$

Calcul du degré de monolithisme :

$$\omega = \sqrt{\frac{3 * E' * i * I * c}{E * I_0 * m * a^3 * h_{\text{étage}}}}$$

$$\alpha = \omega H_t$$

H_t : Hauteur totale du bâtiment sans acrotère

h : Hauteur d'étage

E' et E : Module de Young longitudinal du trumeau et du linteau respectivement

I_1 , I_2 : Inerties des parties pleine par rapport à leurs centres de gravité

$$I_0 = I_1 + I_2$$

i : Inertie du linteau

α : degré de monolithisme

Tableau IV.2 : Calcul du degré de

	H (m)	i (m ⁴)	c (m)	a (m)	I1 (m ⁴)	I2 (m ⁴)	m (m ³)	h (m)	A1 (m ²)	A2 (m ²)	Ie (m ⁴)	ω	α
VI1,2,3,4	24.480	0.015	1.810	0.450	0.655	0.144	0.926	3.060	0.680	0.410	4.150	1.270	31.078
VI5,6,7,8	24.480	0.015	1.063	0.450	0.033	0.029	0.260	3.060	0.250	0.240	0.615	2.548	62.371

En fonction de la valeur de « α » on définit trois types d'ouvertures :

- $\alpha < 1$ Voiles à grandes ouvertures
- $1 < \alpha < 10$ Voiles à ouvertures moyennes
- $\alpha \geq 10$ Voiles à petites ouvertures

On définit l'inertie équivalente d'un voile à une seule file d'ouverture comme suit :

$$I_e = \frac{I}{\left(\frac{16mc}{I_1 + I_2} \times \frac{\psi_0}{\alpha^2}\right) + 1}$$

Vu que $\alpha \geq 10$ on se place dans le cas des petites ouvertures, ce qui implique que le terme $\left(\frac{\psi_0}{\alpha^2}\right)$ devient petit (< 0.004) donc l'expression de l'inertie équivalente devient :

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau IV.3 : Calcul du degré de monolithisme

Voiles	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	
I_y (m⁴) (ALBIGES GOULET)	4.150	4.150	4.150	4.150	0.615	0.615	0.615	0.615	$\sum I_y = 19.061$

3. Calcul du centre de torsion :

Le centre de torsion représente le Barycentre des inerties des voiles

3.1. Sens transversal :

$$x_c = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}}$$

Tableau IV.4 : Calcul du centre de torsion

Voiles	I _x (m ⁴)	X _i (m)	I _x * X _i
Vt1	1.622	0.100	0.162
Vt2	1.622	9.150	14.844
Vt3	1.622	12.150	19.711
Vt4	1.622	21.200	34.392
Vt5	1.622	0.100	0.162
Vt6	1.622	9.150	14.844
Vt7	1.622	12.150	19.711
Vt8	1.622	21.200	34.392
Somme	12.978		138.217

$$X_c = 10.65m$$

3.2. Sens longitudinal :

$$x_c = \frac{\sum I_{yi} * y_i}{\sum I_{yi}}$$

Tableau IV.5 : Calcul du centre de torsion

Voiles	I_y (m ⁴)	Y_i (m)	$I_y * Y_i$
V11	3.970	10.150	40.296
V12	3.970	10.150	40.296
V13	3.970	5.650	22.431
V14	3.970	5.650	22.431
V15	0.615	14.5	8.915
V16	0.615	14.5	8.915
V17	0.615	1.3	0.799
V18	0.615	1.3	0.799
Somme	18.339		144.880

$$Y_c = 7.9 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de torsion sont : $X_c = 10.65\text{m}$, $Y_c = 7.9 \text{ m}$

4. Calcul de l'inertie polaire :

$$I_w = \sum (I_x * d_x^2) + \sum (I_y * d_y^2)$$

4.1. Sens transversal : Tableau IV.6 : Calcul de l'inertie polaire

Voiles	I_x (m ⁴)	X_i (m)	d_x (m)	$I_x * d_x^2$ (m ⁶)
Vt1	1.622	0.100	-10.550	180.56234
Vt2	1.622	9.150	-1.500	3.6501
Vt3	1.622	12.150	1.500	3.6501
Vt4	1.622	21.200	10.550	180.56234
Vt5	1.622	0.100	-10.550	180.56234
Vt6	1.622	9.150	-1.500	3.6501
Vt7	1.622	12.150	1.500	3.6501
Vt8	1.622	21.200	10.550	180.56234
Somme	12.978			736.84974

4.2. Sens longitudinal : **Tableau IV.7 : Calcul de l'inertie polaire**

Voiles	I_y (m ⁴)	Y_i (m)	d_y (m)	$I_y * d_y^2$ (m ⁶)
VI1	3.950	10.150	-2.250	19.997
VI2	3.950	10.150	-2.250	19.997
VI3	3.950	5.650	2.250	19.997
VI4	3.950	5.650	2.250	19.997
VI5	0.615	14.500	-6.600	26.781
VI6	0.615	14.500	-6.600	26.781
VI7	0.615	1.300	6.600	26.781
VI8	0.615	1.300	6.600	26.781
Somme	16.842			187.111

$$I_w = 923.961 \text{ m}^6$$

5. Calcul du centre de masse :5.1. Terrasse : **Tableau IV.8 : Calcul du centre de masse terrasse**

	m (t)	X (m)	Y (m)	m.X	m.Y
plancher	179.80	10.64	7.90	1913.76	1420.39
(1/2)Voiles	38.12	10.65	7.91	405.90	301.55
(1/2) poteaux	19.58	10.65	7.90	208.57	154.71
poutres	59.79	10.65	7.90	636.76	472.34
charge sur	24.65	10.65	7.90	262.54	194.75
acrotère	15.92	10.65	7.90	169.60	125.81
ascenseur	15.51	10.65	7.90	165.14	122.50
Somme	353.37			3762.28	2792.04

$$X_g = 10.65 \text{ m}, Y_g = 7.9 \text{ m}$$

5.2. Avant dernier étage : **Tableau IV.9 : Calcul du centre de masse A. D. étage**

	m (t)	X (m)	Y (m)	m.X	m.Y
plancher	139.61	10.64	8.17	1486.10	1140.08
Voiles	74.07	10.65	7.91	788.68	585.90
poteaux	39.17	10.64	7.90	416.91	309.43
poutres	59.79	10.64	7.90	636.41	472.34
charge sur poutres	16.85	10.64	7.90	179.40	133.15
(3/2) maçonnerie	64.32	10.64	7.85	684.59	504.88
(1/2) escalier	4.31	10.65	2.91	45.88	12.52
Somme	398.12			4237.96	3158.30

$$X_g = 10.65 \text{ m}, Y_g = 7.93 \text{ m}$$

5.3. Etage courant : Tableau IV.10 : Calcul du centre de masse Etage courant

	m (t)	X (m)	Y (m)	m.X	m.Y
plancher	139.61	10.64	8.17	1486.10	1140.08
Voiles	85.65	10.65	7.91	788.68	585.90
poteaux	39.17	10.64	7.90	416.91	309.43
poutres	59.79	10.64	7.90	636.41	472.34
charge sur	16.85	10.64	7.90	179.40	133.15
maçonnerie	51.22	10.64	7.85	545.19	402.07
escalier	8.62	10.65	2.91	91.75	25.03
Somme	389.33			4144.44	3068.00

$$X_g = 10.65\text{m}, Y_g = 7.88\text{m}$$

5.4. Premier niveau : Tableau IV.11 : Calcul du centre de masse Premier niveau

	m (t)	X (m)	Y (m)	m.X	m.Y
plancher	139.61	10.64	8.17	1486.10	1140.08
Voiles	97.56	10.65	7.91	1038.78	771.68
poteaux	48.96	10.64	7.90	521.13	386.78
poutres	59.79	10.64	7.90	636.41	472.34
charge sur poutres	16.85	10.64	7.90	179.40	133.15
maçonnerie	73.25	10.64	7.85	779.71	575.03
escalier	20.25	10.65	2.91	215.66	58.83
Somme	456.27			4857.19	3537.90

$$X_g = 10.65\text{m}, Y_g = 7.75\text{m}$$

6. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance séparant le centre de masse au centre de torsion

$$e_x = |X_c - X_g|$$

$$e_y = |Y_c - Y_g|$$

Tableau IV.12 : Calcul de l'excentricité

	8	7	6	5	4	3	2	1
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ey	0.00	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.15

L'excentricité réglementaire d'après le RPA 99(V2003)

$$e_{\text{réglementaire}} = 5\% L$$

L : La plus grande distance en plan du bâtiment

L'excentricité à adopter :

$$e = \text{Max} (e_{\text{calcul}} ; e_{\text{réglementaire}})$$

$$e_x = e_y = 1.06\text{m}$$

Chapitre V
Etude Dynamique et
Sismique

1. Introduction :

La « dynamique des structures » représente une branche de la « mécanique appliquée » ayant pour objet le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations ou aux chocs.

Généralement on comprend par « action dynamique » la sollicitation produite par des charges qui varient rapidement dans le temps (séismes, vent, machines...) et qui contribuent à l'apparition de forces d'inertie.

Le but du présent chapitre est de déterminer les modes propres de vibration de la structure, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un chargement dû au vent ou au séisme.

Les actions sismiques sont réglementées par le RPA (2003), le calcul dépend de la zone sismique (I, IIa, IIb, III), de la nature du site (Site rocheux, site ferme, site meuble, site très meuble), de la catégorie des ouvrages (1A, 1B, 2, 3) et de la nature de la structure. L'objectif du présent chapitre est d'évaluer les forces d'inerties engendrées par un séisme à chaque niveau de la structure.

2. Etude Dynamique :

Généralement, le calcul exact des caractéristiques propres de vibration d'une structure par les méthodes mathématiques traditionnelles s'avère extrêmement laborieux. C'est pour cela que des méthodes approchées ont été élaborées (méthodes basées sur quelques hypothèses ou simplifications).

Les méthodes approximatives les plus utilisées sont :

- Méthode de « LORD RAYLEIGH ».
- Méthode de « VIANELLO-STODOLA ».
- Méthode de « HOLZER ».
- Méthode de « JAKOBI ».

Le choix de la méthode sera fait en fonction de la technique de calcul dont on dispose, de l'importance et du type de structure analysée, de la précision désirée et du nombre de modes propres qui doivent être déterminés.

Nous utiliserons dans le cadre de notre étude la méthode de « VIANELLO-STODOLA » pour ses avantages d'applicabilité, de simplicité et de précision.

2.1. Principe de la méthode :

La méthode de STODOLA est basée sur le calcul itératif ; elle consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode recherché et de l'améliorer par un processus d'itérations successives jusqu'à l'obtention d'une approximation satisfaisante du mode.

2.2. Les étapes de la méthode sont :

- Détermination de la matrice masse [M].
- Détermination de la matrice flexibilité [F].

- Détermination de la matrice dynamique $[D] = [M] * [F]$
- Calcul des trois premiers modes propres.
- Détermination du coefficient de participation (α).

2.2.1. Détermination de la matrice masse :

Les masses d'étages ayant déjà été calculé précédemment, on obtient les résultats suivants :

$$\begin{pmatrix} 456.07 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 400 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 400 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 400 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 400 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 400 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 414.05 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 358.56 \end{pmatrix}$$

2.2.2. Détermination de la matrice flexibilité :

C'est une matrice symétrique dont les termes sont notés « δ_{ij} », tel que :

δ_{ij} : déplacement en i dû à une force unitaire appliquée en j .

En considérant le théorème de MAXWELL suivant :

« Le déplacement produit dans la section 1 par une force P agissant dans la section 2 est égal au déplacement produit dans la section 2 si la même force P agit dans la section 1 »

On conclue que la matrice flexibilité $[F]$ est une matrice symétrique avec : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

En considérant l'effet de tous les efforts, l'expression du déplacement dans le cas général est donnée comme suit :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \left[\int_0^{li} \frac{N_i \cdot n_i}{E_i \cdot A_i} \cdot dx + \int_0^{li} \frac{M_i \cdot m_i}{E_i \cdot I_i} \cdot dx + \int_0^{li} \frac{T_i \cdot \tau_i}{G_i \cdot A_i} \cdot dx + \int_0^{li} \frac{M_{ti} \cdot m_{ti}}{G_i \cdot J_{pi}} \cdot dx \right]$$

Avec ;

N_i, M_i, T_i, M_{ti} : Effort normal, moment de flexion, effort tranchant et moment de torsion donnés par des charges réelles.

n_i, m_i, τ_i, m_{ti} : Effort normal, moment de flexion, effort tranchant et moment de torsion donnés par des charges de valeur unitaire agissant dans la section où le déplacement est recherché.

Les déplacements dus au moment fléchissant sont prépondérant par rapport aux autres efforts, donc l'expression du déplacement devient comme suit :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \left[\int_0^{li} \frac{M_i \cdot m_i}{E_i \cdot I_i} \cdot dx \right]$$

On trouve alors les résultats suivants :

Sens transversal : $\frac{1}{E.I_x} = 2,5 \cdot 10^{-9} \text{ KN.m}^2$

$$[S] \text{ (m/KN)} = \begin{pmatrix} 8.058 & 16.116 & 24.175 & 32.233 & 40.291 & 48.349 & 56.407 & 64.466 \\ 16.117 & 37.306 & 59.690 & 82.074 & 104.458 & 126.842 & 149.226 & 171.610 \\ 24.174 & 59.690 & 102.369 & 146.241 & 190.114 & 233.986 & 277.858 & 321.731 \\ 32.234 & 82.074 & 146.241 & 217.571 & 290.095 & 362.619 & 435.142 & 507.666 \\ 40.291 & 104.458 & 190.114 & 290.095 & 397.239 & 505.577 & 613.915 & 722.253 \\ 48.350 & 126.842 & 233.987 & 362.619 & 505.578 & 655.698 & 807.013 & 958.328 \\ 56.408 & 149.226 & 277.858 & 435.143 & 613.915 & 807.012 & 1007.274 & 1208.729 \\ 64.465 & 171.610 & 321.731 & 507.665 & 722.253 & 958.328 & 1208.729 & 1466.293 \end{pmatrix} \cdot 10^{-8}$$

Sens longitudinal : $\frac{1}{E.I_y} = 1.8 \cdot 10^{-9} \text{ KN.m}^2$

$$[S] \text{ (m/KN)} = \begin{pmatrix} 5.80 & 11.59 & 17.39 & 23.19 & 28.98 & 34.78 & 40.58 & 46.37 \\ 11.59 & 26.84 & 42.94 & 59.04 & 75.14 & 91.25 & 107.35 & 123.45 \\ 17.39 & 42.94 & 73.64 & 105.20 & 136.76 & 168.32 & 199.88 & 231.44 \\ 23.19 & 59.04 & 105.20 & 156.51 & 208.69 & 260.86 & 313.03 & 365.20 \\ 28.98 & 75.14 & 136.76 & 208.69 & 285.76 & 363.70 & 441.63 & 519.57 \\ 34.78 & 91.25 & 168.32 & 260.86 & 363.70 & 471.69 & 580.54 & 689.39 \\ 40.58 & 107.35 & 199.88 & 313.03 & 441.63 & 580.54 & 724.60 & 869.52 \\ 46.37 & 123.45 & 231.44 & 365.20 & 519.57 & 689.39 & 869.52 & 1054.81 \end{pmatrix} \cdot 10^{-8}$$

2.2.3. Détermination de la matrice dynamique :

La matrice dynamique [D] est obtenue en multipliant la matrice flexibilité [F] par la matrice masse [M], et le résultat est donné comme suit :

Sens transversal :

$$[D] = \begin{pmatrix} 3.675 & 6.447 & 9.670 & 12.893 & 16.116 & 19.340 & 23.355 & 23.115 \\ 7.350 & 14.923 & 23.876 & 32.830 & 41.783 & 50.737 & 61.787 & 61.532 \\ 11.025 & 23.876 & 40.948 & 58.497 & 76.045 & 93.594 & 115.047 & 115.360 \\ 14.701 & 32.830 & 58.496 & 87.028 & 116.038 & 145.047 & 180.170 & 182.029 \\ 18.375 & 41.783 & 76.046 & 116.038 & 158.896 & 202.231 & 254.190 & 258.971 \\ 22.051 & 50.737 & 93.595 & 145.048 & 202.231 & 262.279 & 334.142 & 343.618 \\ 25.726 & 59.690 & 111.143 & 174.057 & 245.566 & 322.805 & 417.060 & 433.401 \\ 29.400 & 68.644 & 128.692 & 203.066 & 288.901 & 383.331 & 500.472 & 525.753 \end{pmatrix} \cdot 10^{-5}$$

Sens longitudinal :

$$[D] = \begin{pmatrix} 2.644 & 4.637 & 6.956 & 9.275 & 11.594 & 13.912 & 16.801 & 16.628 \\ 5.288 & 10.735 & 17.176 & 23.617 & 30.058 & 36.498 & 44.447 & 44.264 \\ 7.931 & 17.176 & 29.456 & 42.081 & 54.705 & 67.329 & 82.761 & 82.986 \\ 10.575 & 23.617 & 42.081 & 62.606 & 83.474 & 104.343 & 129.609 & 130.946 \\ 13.219 & 30.058 & 54.705 & 83.474 & 114.305 & 145.479 & 182.856 & 186.295 \\ 15.863 & 36.498 & 67.329 & 104.343 & 145.479 & 188.676 & 240.371 & 247.188 \\ 18.506 & 42.939 & 79.953 & 125.211 & 176.653 & 232.216 & 300.020 & 311.775 \\ 21.150 & 49.380 & 92.577 & 146.079 & 207.827 & 275.756 & 360.024 & 378.211 \end{pmatrix} \cdot 10^{-5}$$

2.2.4. Calcul des modes propres :

La méthode consiste à faire des approximations successives jusqu'à convergence vers le mode dominant (1^{er} mode, 2^{ème} mode,.....etc.)

1^{er} mode :**- Première itération :**

On note le vecteur propre comme suit : $\{\varphi_i\}^j$

Avec i : représente le mode

J : représente l'itération

On commence par choisir arbitrairement le vecteur propre de la première approximation $\{\varphi_1\}^1$

On calcule ensuite le vecteur $\{y\}$ comme suit :

$$\{y_1\}^1 = [D] \cdot \{\varphi_1\}^1$$

Puis, on calcule λ comme suit :

$$\lambda_1 = \frac{\{y_1\}^1}{\{\varphi_1\}^1} \quad \text{en choisissant les derniers termes des deux vecteurs}$$

Et nous pouvons ainsi déterminer le vecteur propre de la deuxième approximation

$$\{\varphi_1\}^2 = \frac{\{y_1\}^1}{\lambda_1}$$

-

Deuxième itération :

On prend pour la première approximation le vecteur propre $\{\varphi_1\}^2$ et on répète le même processus itératif jusqu'à convergence, c'est-à-dire jusqu'à atteindre :

$$\{\varphi_1\}^{j-1} = \{\varphi_1\}^j$$

La pulsation propre et la période sont déterminées comme suit :

$$\omega_1^2 = \frac{1}{\lambda_1} \quad ; \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

2^{ème} mode :

Pour que le processus itératif converge vers le 2^{ème} mode, on doit supprimer le 1^{er} mode, pour cela on utilise la matrice de balayage suivante :

$$[S_1] = \begin{pmatrix} 0 & a_{12} & \cdot & a_{1i} & a_{1n} \\ 0 & 1 & 0 & & \\ & 0 & 1 & 0 & \\ & & 0 & 1 & 0 \\ & & & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Avec,

$$a_{1i} = \frac{-\varphi_{i1} \cdot m_i}{\varphi_{11} \cdot m_1}$$

m_1, m_i : masses des niveaux « 1 » et « i » respectivement

Et on refait les calculs avec : $[D_1] = [D] * [S_1]$ jusqu'à convergence du mode 2 et ainsi nous aurons le vecteur propre φ_2 , la pulsation ω_2 et la période T_2 .

3^{ème} mode :

Pour que le processus itératif converge vers le 3^{ème} mode, on doit supprimer le 1^{er} et le 2^{ème} mode, pour cela on utilise la matrice de balayage suivante :

$$[S_2] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & \cdot & 0 & 0 \\ 0 & 0 & b_{23} & b_{2i} & b_{2n} \\ & 0 & 1 & 0 & 0 \\ & & 0 & 1 & 0 \\ & & & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Avec :

$$b_{2i} = \frac{-(\varphi_{i2} \cdot \varphi_{11} - \varphi_{i1} \cdot \varphi_{12}) m_i}{(\varphi_{22} \cdot \varphi_{11} - \varphi_{21} \cdot \varphi_{12}) m_2}$$

Et on refait les calculs avec : $[D_2] = [D_1] * [S_2]$ jusqu'à convergence du mode 3 et ainsi nous aurons le vecteur propre φ_3 , la pulsation ω_3 et la période T_3 .

2.2.5. Détermination du coefficient de participation modale :

Le coefficient de participation modale correspond à un seul mode de vibration, il définit le pourcentage d'énergie absorbée durant ce mode. Il est donné par la formule suivante :

$$\alpha_i = \frac{(\sum_1^n m_j \cdot \varphi_{ji})^2}{\sum_1^n m_j \cdot \varphi_{ji}^2} * \frac{1}{\sum_1^n m_j}$$

D'après l'article 4.3.4 du RPA, le nombre de modes à considérer est tel que :

$$\sum_1^n \alpha_i > 90\%$$

Les résultats des vecteurs propres, des pulsations propres, des périodes et des coefficients de participation sont résumés dans les schémas suivants pour chaque mode et dans chaque sens :

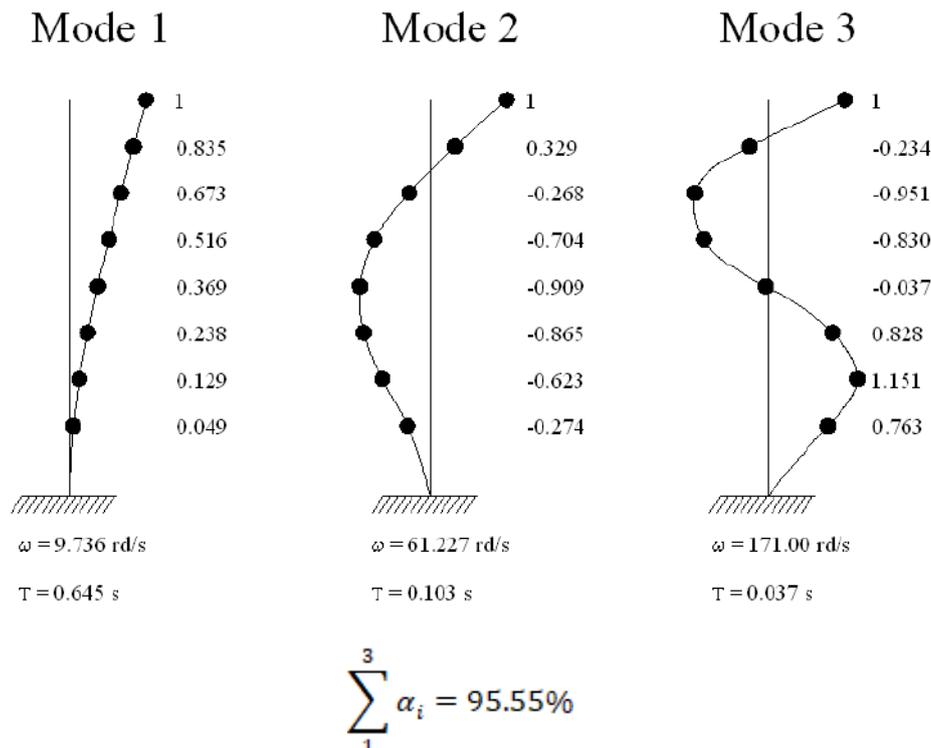


Fig V.1 : Mode (sens longitudinal)

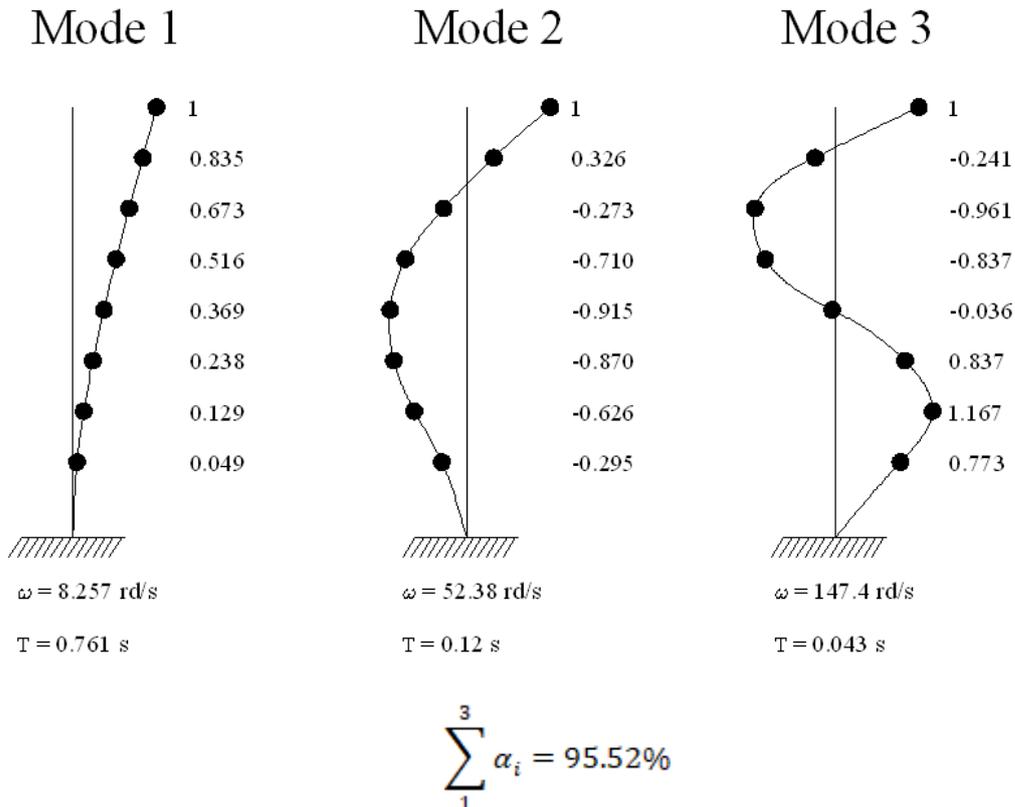


Fig V.2 : Mode (sens transversal)
Vérification de l'orthogonalité :

On doit vérifier que : $\{\varphi_i\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_j\} = 0$

- Sens longitudinal :

$\{\varphi_1\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_2\} = 0 \dots\dots\dots \langle 1 \rangle$	«1» $3.12 \cdot 10^{-5} \approx 0$
$\{\varphi_2\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_3\} = 0 \dots\dots\dots \langle 2 \rangle$	Après calcul : «2» $5.33 \cdot 10^{-5} \approx 0$
$\{\varphi_1\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_3\} = 0 \dots\dots\dots \langle 3 \rangle$	«3» $2.45 \cdot 10^{-5} \approx 0$

Les conditions sont vérifiées.

- Sens transversal :

$\{\varphi_1\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_2\} = 0 \dots\dots\dots \langle 1 \rangle$	«1» $2.55 \cdot 10^{-5} \approx 0$
$\{\varphi_2\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_3\} = 0 \dots\dots\dots \langle 2 \rangle$	Après calcul : «2» $4.39 \cdot 10^{-5} \approx 0$
$\{\varphi_1\}^T \cdot [S] \cdot \{\varphi_3\} = 0 \dots\dots\dots \langle 3 \rangle$	«3» $2.02 \cdot 10^{-5} \approx 0$

Les conditions sont vérifiées.

3. Etude sismique :

Le RPA propose trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On applique la méthode modale spectrale

3.1. Méthode modale spectrale :

Lors d'un événement sismique, les différents enregistrements fournissent une immensité d'informations (mouvement du sol, réponses), la connaissance détaillée de la réponse sismique n'est souvent pas nécessaire, seule la réponse maximale est nécessaire. Au lieu d'utiliser le processus complet des vibrations sismiques, la méthode spectrale ne considère que les valeurs maximales des paramètres sismiques (x_{max} ; \dot{x}_{max} ; \ddot{x}_{max}).

3.1.1. Spectre de réponse :

Les spectres réglementaires sont définis par quatre équations, à chaque intervalle relatif à la période (T) correspond une équation.

$$\begin{aligned} \frac{S_a}{G} &= 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ \frac{S_a}{G} &= 2.5\eta \left[1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \frac{S_a}{G} &= 2.5\eta \left[1.25 A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] & T_2 \leq T \leq 3 \text{ secondes} \\ \frac{S_a}{G} &= 2.5\eta \left[1.25 A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & T > 3 \text{ secondes} \end{aligned}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur d'accélération de zone.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

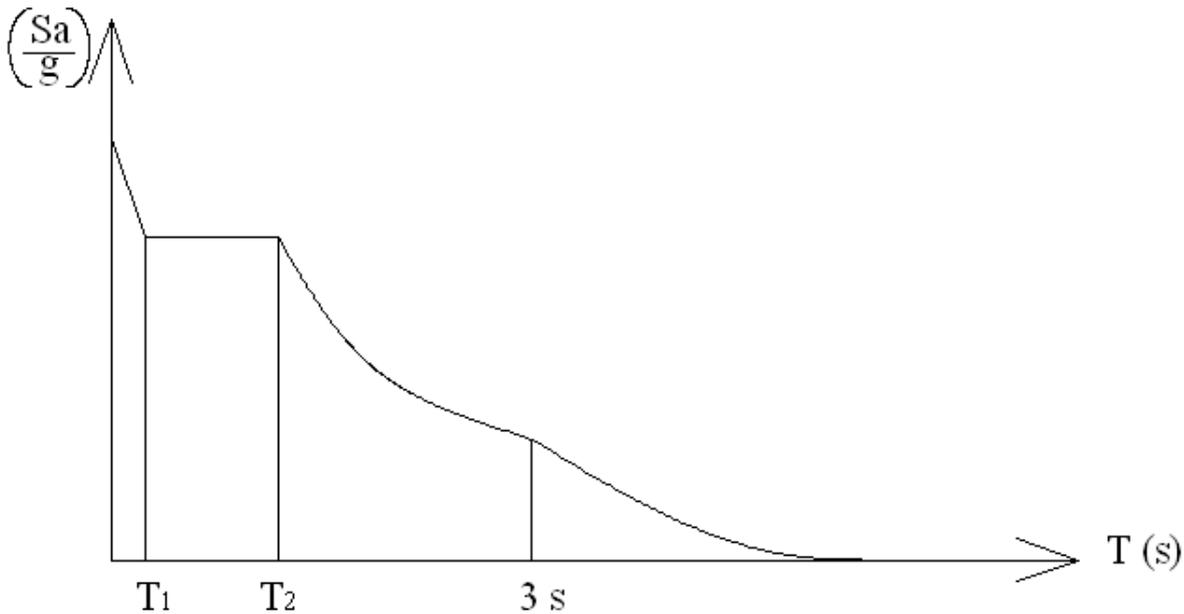
ξ : Pourcentage d'amortissement critique,

R : Coefficient de comportement de la structure,

T_1 , T_2 : Périodes caractéristique associées à la catégorie du site,

Q : Facteur de qualité.

Le spectre du RPA est un spectre de réponse d'accélération relatif (par rapport à l'accélération de la pesanteur $g = 9.8 \text{ m/s}^2$).



- **Sens longitudinal**

- a. **Calcul dynamique :**

Nous avons calculé au préalable les modes propres de vibrations de la structure supposée libre et non amortie, chaque mode (i) est caractérisé par sa période (T_i), le vecteur propre $\{\varphi_i\}$ et le coefficient de participation (α_i).

i : Mode

j : niveau

- **Modes propres $\{\varphi_{ji}\}$** **Tableau V.1 : Modes propres $\{\varphi_{ji}\}$**

Niveau	W_i (t)	mode1	mode2	mode3
8	358.56	1	1	1
7	414.05	0.835	0.329	-0.234
6	400.00	0.673	-0.268	-0.951
5	400.00	0.516	-0.704	-0.830
4	400.00	0.369	-0.909	-0.037
3	400.00	0.238	-0.865	0.828
2	400.00	0.129	-0.623	1.151
1	456.07	0.049	-0.294	0.763

- Coefficient de participation (α_i) et les masses modales globales m_i^* (t) :

$$\alpha_i = \frac{(\sum_1^n m_j \cdot \varphi_{ji})^2}{\sum_1^n (m_j \cdot \varphi_{ji}^2)} \cdot \frac{1}{\sum_1^n m_j}, \quad m_i^* = \sum (m_j) \cdot \alpha_i$$

	mode1	mode2	mode3
α (%)	68.01	20.73	6.74
m^*i (t)	2195.92	669.37	217.66

- Coefficient de répartition et masses modales de niveau :

$$\gamma_{ji} = \varphi_{ji} \cdot \frac{|\sum_1^n m_j \cdot \varphi_{ji}|}{\sum_1^n (m_j \cdot \varphi_{ji}^2)}, \quad m_{ji}^* = m_j \cdot \gamma_{ji}$$

Tableau V.2 : Calcul (γ_{ji}) et m_{ji}^* (t)

Niveau	γ_{ji}			m_{ji}^*		
	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
8	1.467	0.678	0.323	526.129	243.209	115.725
7	1.226	0.223	-0.076	439.557	80.055	-27.073
6	0.987	-0.182	-0.307	354.054	-65.188	-110.108
5	0.757	-0.477	-0.268	271.398	-171.166	-96.037
4	0.541	-0.616	-0.012	194.064	-221.050	-4.230
3	0.349	-0.587	0.267	125.059	-210.492	95.853
2	0.189	-0.422	0.372	67.770	-151.454	133.224
1	0.072	-0.199	0.246	25.836	-71.530	88.313

- b. Accélérations spectrales modales $\left(\frac{S_a}{g}\right)_i$:

	mode1	mode2	mode3
(S_a / g)	0.126	0.201	0.201

- c. Forces modales $F_{ji}(t)$ et effort tranchant modale $V_{ji}(t)$ de niveau :

$$F_{ji} = \left[\left(\frac{S_a}{g}\right)_i \cdot \gamma_{ji} \right] \cdot m_j \quad V_{ji} = \sum_i^n F_{ji}$$

Tableau V.3 : calcul $F_{ji}(t)$ et $V_{ji}(t)$

Niveau	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
8	66.226	48.841	23.240	66.226	48.841	23.240
7	63.891	18.564	-6.278	130.117	67.405	16.962
6	49.717	-14.604	-24.667	179.834	52.801	-7.706
5	38.110	-38.346	-21.515	217.945	14.455	-29.221
4	27.251	-49.521	-0.948	245.196	-35.066	-30.168
3	17.561	-47.156	21.474	262.757	-82.222	-8.694
2	9.516	-33.930	29.846	272.273	-116.152	21.151
1	4.136	-18.271	22.558	276.410	-134.422	43.709

d. Moments fléchissant de niveau $M_{ji}(t.m)$:**Tableau V.4 : calcul $M_{ji}(t.m)$**

Niveau	mode1	mode2	mode3
8	0	0	0
7	179.86	132.80	63.00
6	531.10	315.04	108.71
5	1 015.54	457.37	87.88
4	1 602.07	495.93	8.96
3	2 261.61	400.75	-72.52
2	2 968.19	178.36	-96.11
1	3 700.25	-135.52	-38.91
base	4 533.22	-431.79	110.74

2.2.4. Calcul des efforts résultants :

La combinaison des réponses modales est réglementée par le RPA art (4-3-5), la réponse modale (E_i) représente les effets sismiques (M_i, V_i, N_i)

- Dans le cas où les réponses modales sont indépendantes :

$$r = \frac{T_i'}{T_i''} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi^2}}$$

Où :

T_i' : Période dans le mode de vibration i'

T_i'' : Période dans le mode de vibration i''

ξ : Amortissement critique

$T_i' \leq T_i''$

Alors :

$$E = \sqrt{\sum_1^k E_i^2}$$

Dans la pratique, ce sont les forces d'inerties qui sont calculés, le plus simple serait de considérer l'effet sismique (V_i)

Dans notre cas :

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$$

- **Effort tranchant de niveaux :**

L'effort tranchant à la base V_1 doit rester supérieur à 80% de l'effort tranchant (V_0) déterminé par la méthode statique équivalente, dans le cas contraire les valeurs des efforts tranchants, des forces d'inerties et des moments fléchissant de niveau doivent être ajustées.

Tableau V.5 : Effort tranchant de niveaux

Niveau	Vj (t)	Vj(t) (ajusté)
8.00	85.51	109.12
7.00	147.52	188.26
6.00	187.58	239.39
5.00	220.37	281.23
4.00	249.52	318.43
3.00	275.46	351.53
2.00	296.77	378.72
1.00	310.45	396.19
base	310.45	396.19

$$V_1 = 310.457 < 0.80 V \cdot V_0 = 396.19 \text{ t (C.V)}$$

- **Forces et les moments fléchissant de niveaux :**

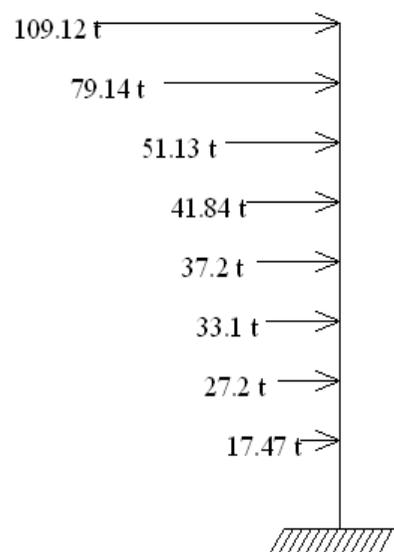
L'effort tranchant étant connu (V), les forces correspondantes peuvent être déterminés :

$$F_j = V_j' - \sum_{j+1}^n F_j \quad , \quad M(k) = \sum_{j=k+1}^{j=n} F_j Z_j$$

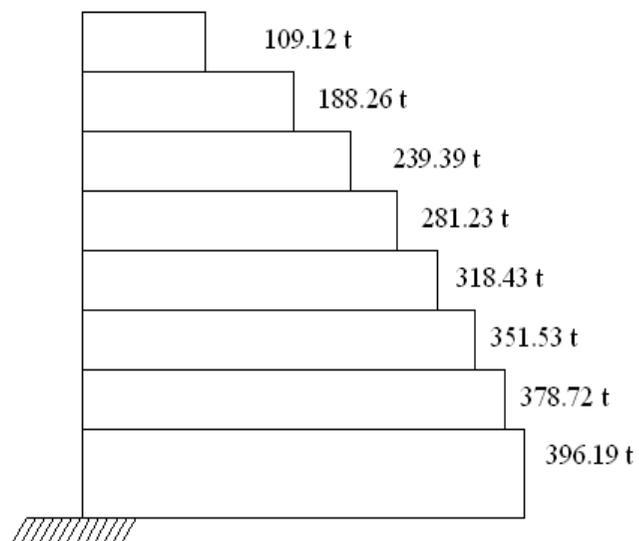
Tableau V.6: F et M fléchissant de niveaux

Niveau	Fj (t)	Mj (t.m)
8	109.12	0
7	79.14	333.91
6	51.13	909.97
5	41.84	1642.49
4	37.20	2503.05
3	33.10	3477.44
2	27.20	4553.11
1	17.47	5712.00
Base	/	7091.29

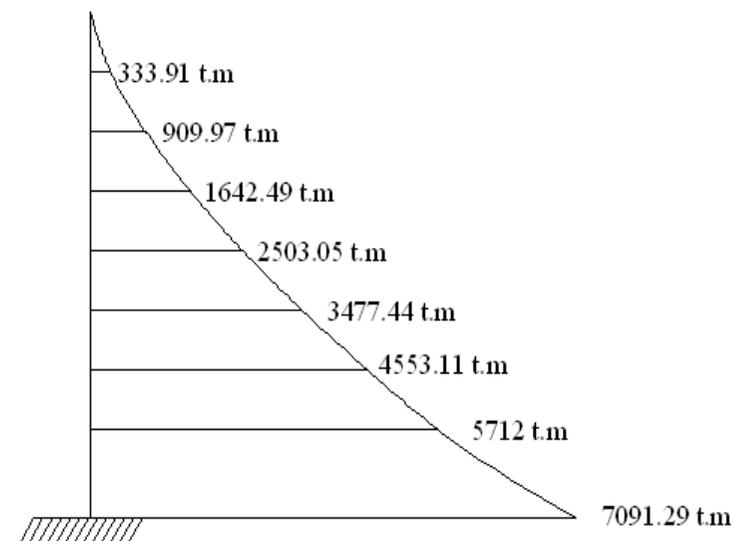
Sens longitudinal



Forces d'inertie



Effort tranchant



Moment fléchissant

- Sens transversal :

a. Calcul dynamique :

Nous avons calculé au préalable les modes propres de vibrations de la structure supposée libre et non amortie, chaque mode (i) est caractérisé par sa période (Ti), le vecteur propre {φ_i}, le coefficient de participation (α_i)

- Modes propres {φ_{ji}} : **Tableau V.7 : calcul {φ_{ji}}**

Niveau	Wi (t)	mode1	mode2	mode3
8.000	358.56	1.000	1.000	1.000
7.000	414.05	0.835	0.326	-0.241
6.000	400.00	0.673	-0.273	-0.961
5.000	400.00	0.516	-0.710	-0.837
4.000	400.00	0.369	-0.915	-0.036
3.000	400.00	0.238	-0.870	0.837
2.000	400.00	0.129	-0.626	1.164
1.000	456.07	0.049	-0.295	0.773

- Coefficient de participation (α_i) et Masses modales globales m^{i*} (t) :

	mode1	mode2	mode3
α (%)	68.0128	21.0380	6.6935
m ^{i*} (t)	2195.911	679.250	216.111

- b. Coefficient de répartition (γ_{ji}) :
$$\gamma_{ji} = \varphi_{ji} \cdot \frac{|\sum_1^n m_j \cdot \varphi_{ji}|}{\sum_1^n (m_j \cdot \varphi_{ji}^2)}, \quad m_{ji} = m_j \cdot \gamma_{ji}$$

Tableau V.8 : calcul (γ_{ji})

Niveau	γ _{ji}			m _{ji}		
	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
8	1.467	0.680	0.319	526.129	243.867	114.299
7	1.226	0.222	-0.077	507.579	91.901	-31.796
6	0.987	-0.186	-0.306	394.973	-74.271	-122.567
5	0.757	-0.483	-0.267	302.764	-193.123	-106.671
4	0.541	-0.622	-0.011	216.491	-248.900	-4.587
3	0.349	-0.592	0.267	139.511	-236.790	106.698
2	0.189	-0.426	0.371	75.602	-170.278	148.365
1	0.072	-0.201	0.246	32.861	-91.656	112.370

c. Accélération spectrales modales $\left(\frac{S_a}{g}\right)_i$:

	mode1	mode2	mode3
(Sa / g)	0.113	0.182	0.266

d. Forces modales de niveau $F_{ji}(t)$ et Effort tranchant modal de niveau $V_i(t)$:

$$F_{ji} = \left[\left(\frac{S_a}{g} \right)_i \cdot \gamma_{ji} \right] \cdot m_j \quad ; \quad V_i = \sum_1^n F_{ji}$$

Tableau V.9 : calcul $F_{ji}(t)$ et $V_i(t)$

Niveau	$F_{ji}(t)$			$V_i(t)$		
	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
8	59.327	44.363	30.414	59.327	44.363	30.414
7	57.236	16.718	-8.461	116.563	61.081	21.954
6	44.538	-13.511	-32.614	161.101	47.570	-10.661
5	34.140	-35.132	-28.384	195.241	12.438	-39.045
4	24.412	-45.278	-1.221	219.653	-32.840	-40.266
3	15.732	-43.075	28.392	235.385	-75.915	-11.874
2	8.525	-30.976	39.479	243.910	-106.891	27.605
1	3.705	-16.674	29.901	247.615	-123.565	57.506

Moments fléchissant de niveaux : Tableau V.10 : calcul Moments fléchissant de niveaux

Niveau	mode1	mode2	mode3
8	0.000	0.000	0.000
7	181.542	135.750	93.068
6	538.224	322.658	160.246
5	1031.193	468.222	127.624
4	1628.631	506.282	8.146
3	2300.770	405.791	-115.068
2	3021.047	173.490	-151.402
1	3767.410	-153.597	-66.931
base	4615.883	-463.830	155.571

2.2.4. Calcul des efforts résultants :

La combinaison des réponses modales est réglementée par le RPA art (4-3-5), la réponse modale (E_i) représente les effets sismiques (M_i, V_i, N_i)

- **Effort tranchant de niveau :**

L'effort tranchant à la base V_1 doit rester supérieur à 80% de l'effort tranchant (V_0) déterminé par la méthode statique équivalente, dans le cas contraire les valeurs des efforts tranchant de niveau doivent être ajustées

$$\begin{aligned} -V_1 > 80\% V_0 & \rightarrow V_j' = V_j \\ -V_1 < 80\% V_0 & \rightarrow V_j' = V_j' \cdot \frac{0.8V_0}{V_1} \end{aligned}$$

Tableau V.11 : calcul effort tranchant de niveau

Niveau	Vj (t)	Vj (t) (ajustés)
8	80.08	103.49
7	133.42	172.42
6	168.32	217.52
5	199.50	257.82
4	225.72	291.70
3	247.61	320.00
2	267.73	346.00
1	282.65	365.28
base	282.65	365.28

$$V_1 = 282.645t < 0.8 V_0 = 365.28t \text{ (C.V)}$$

- **Forces et les moments fléchissant de niveaux :**

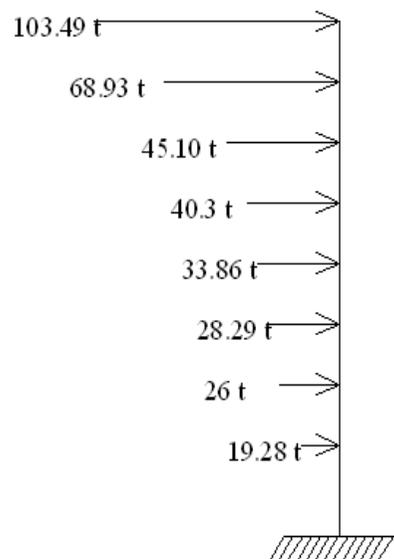
L'effort tranchant étant connu (V_j'), les forces correspondantes peuvent être déterminés :

$$F_j = V_j' - \sum_{j+1}^n F_j \quad ; \quad M(k) = \sum_{j=k+1}^{j=n} F_j Z_j$$

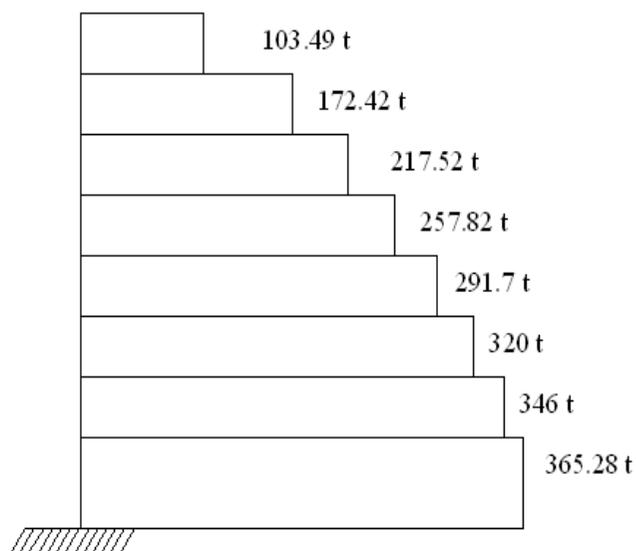
Tableau V.12 : calcul Mj (t.m)

Niveau	Fj (t)	Mj (t.m)
8	103.49	0.00
7	68.93	316.68
6	45.10	844.29
5	40.30	1509.90
4	33.86	2298.82
3	28.29	3191.43
2	26.00	4170.62
1	19.28	5229.38
Base	/	6505.46

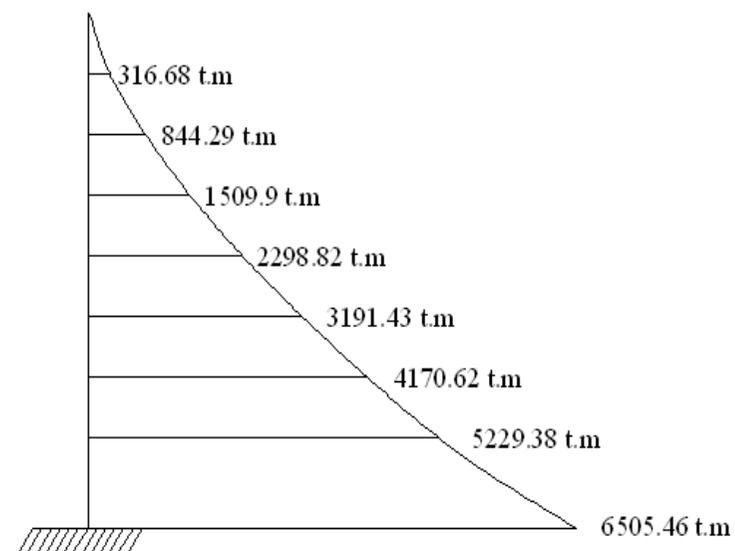
Sens transversal



Forces d'inertie



Effort tranchant



Moment fléchissant

4. Calcul et vérification des déplacements horizontaux :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4-4-3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

\mathbf{R} : Coefficient de comportement

On sait que :

$$\{F\} = [K] \{\delta_{ek}\}$$

Où :

$\{F\}$: Vecteur des forces sismiques appliquées à la structure dans la direction considérée

$[K]$: Matrice de rigidité

$\{\delta_{ek}\}$: vecteur déplacement dû aux forces sismiques

Si on multiplie l'équation par la matrice souplesse $[S]$

On aura :

$$[S] \{F\} = [S] [K] \{\delta_{ek}\}$$

$$[S] \{F\} = [I] \{\delta_{ek}\}$$

Donc :

$$\{\delta_{ek}\} = [S] \{F\}$$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10)

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

- **Sens longitudinal :** **tableau V.13 : calcul Δ admissible (cm)**

Niveau	δ (ek) (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ admissible (cm)
8	0.266	0.932	0.154	3.06
7	0.222	0.778	0.152	3.06
6	0.179	0.626	0.146	3.06
5	0.137	0.480	0.137	3.06
4	0.098	0.343	0.122	3.06
3	0.063	0.221	0.101	3.06
2	0.034	0.120	0.074	3.06
1	0.013	0.046	0.046	4.59

- **Sens transversal :** **Tableau V.14: calcul Δ admissible (cm)**

Niveau	δ (ek)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ admissible (cm)
8	0.339	1.188	0.197	3.06
7	0.283	0.991	0.194	3.06
6	0.228	0.798	0.187	3.06
5	0.175	0.611	0.174	3.06
4	0.125	0.437	0.155	3.06
3	0.081	0.282	0.129	3.06
2	0.044	0.153	0.095	3.06
1	0.017	0.059	0.055	4.59

Les déplacements dus aux forces sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles.

5. Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ » :

Un calcul du premier ordre considère la structure inchangée sous chargement, en revanche un calcul du second ordre considère les effets combinés des déformations et du chargement. Les effets du 2^{ème} ordre « ou effet P- Δ » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Et les valeurs de θ dans le sens longitudinal et transversal sont donnés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal :

Tableau V.15: calcul θ

Niveau	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (t)	θ
Terrasse	358.56	0.0015	109.1	3.06	0.00166
7	414.05	0.0015	188.3	3.06	0.00109
6	400.00	0.0015	239.4	3.06	0.00080
5	400.00	0.0014	281.2	3.06	0.00063
4	400.00	0.0012	318.4	3.06	0.00050
3	400.00	0.0010	351.5	3.06	0.00038
2	400.00	0.0007	378.7	3.06	0.00026
1	456.07	0.0005	396.2	4.59	0.00012

- Sens transversal :

Tableau V.16: calcul θ

Niveau	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (t)	θ
Terrasse	358.56	0.0020	103.5	3.06	0.00223
7	414.05	0.0019	172.4	3.06	0.00152
6	400.00	0.0019	217.5	3.06	0.00112
5	400.00	0.0017	257.8	3.06	0.00088
4	400.00	0.0016	291.7	3.06	0.00069
3	400.00	0.0013	320.0	3.06	0.00053
2	400.00	0.0009	346.0	3.06	0.00036
1	456.07	0.0006	365.3	4.59	0.00015

La condition $\theta \leq 0,10$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc un calcul du 1^{er} ordre est suffisant et les effets du 2^{ème} ordre « ou effet P- Δ » peuvent être négligés.

Chapitre VI

Etude au Vent

Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement d'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Pour la pluparts des constructions, l'action du vent peut être assimilée à des forces statiques produites par des pressions agissant perpendiculairement aux surfaces.

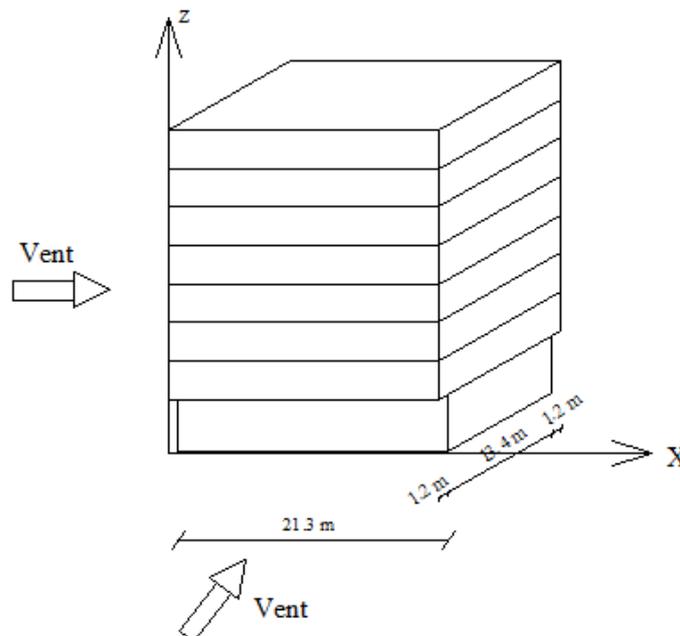
L'intensité de ces actions dépend des paramètres suivants :

- La région,
- Le site d'implantation,
- L'altitude,
- Les dimensions de l'ouvrage.

Le présent chapitre est basé sur le « Règlement Neige et Vent » dit « RNV 99 » (DTR C2-47) en vigueur. Il a pour but la détermination des actions du vent s'exerçant sur notre structure.

1. calcul de l'action du vent :

- Notre structure étant rectangulaire, nous allons considérer les deux directions du vent et les calculs seront conduits séparément pour chacune des directions.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation, bureaux, il est donc classé de catégorie I.
- L'ouvrage étudié est implanté dans la wilaya d'Alger qui est classée zone de vent I, ce qui correspond à une vitesse de référence $V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$ et une pression de référence $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.



2. Etapes de calcul :

Pour la détermination de l'action du vent sur notre structure, nous allons effectuer les étapes de calcul principales suivantes :

- Détermination du coefficient dynamique (C_d).
- Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}).
- Détermination des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) et intérieure (C_{pi}).
- Calcul de la pression due au vent (q_j).
- Calcul des forces de frottement.
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.

2.1. Détermination du coefficient dynamique (C_d) :

Selon RNV99 on a :

2.1.1. Sens longitudinal (xx) : $h = 26,01\text{m}$; $b = 13,4\text{m}$; $d = 21,3\text{m}$

A partir des abaques, on procède par interpolation et on obtient ;

$$C_d = 0,953 < 1,2$$

2.1.2. Sens transversal (yy) : $h = 26,01\text{m}$; $b = 21,3\text{m}$; $d = 13,4\text{m}$

On obtient en procédant par interpolation linéaire les résultats suivants ;

$$C_d = 0,943 < 1,2$$

2.2. Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}) :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface « j » horizontaux selon la hauteur et le type de construction comme suit :

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j (dans le cas d'une structure permanente) est donnée par la formule :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} * C_e(Z_j)$$

Avec:

- C_e : coefficient d'exposition au vent ;
- Z_j (en m) est :
 - La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est vertical ;
 - La hauteur totale de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture.

2.2.1. Calcul du coefficient d'exposition au vent :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Il tient aussi compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$, dans le cas d'une structure peu sensible aux excitations dynamiques, est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 * C_r(z)^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(z) * C_r(z)} \right]$$

Avec :

K_T, C_r, C_t : facteur de terrain ; coefficient de rugosité et coefficient de topographie

z (en m) : hauteur considérée.

2.2.1.1. Coefficient de topographie :

Le site d'implantation de l'ouvrage étudié est plat, nous prendrons de ce fait la valeur forfaitaire suivante conformément à l'article 4.3 du chapitre 2 du RNV 99 : $C_t(z) = 1$

2.2.1.2. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

Où z_0 (en m) est le paramètre de rugosité et z_{\min} (en m) est la hauteur minimale.

2.2.1.3. Catégories de terrain :

Le facteur de terrain (K_T), le paramètre de rugosité (z_0) ainsi que la hauteur minimale (z_{\min}) sont donnés en fonction de la catégorie de terrain dans le tableau suivant :

D'après RNV 99 site d'implantation de notre ouvrage (Alger) est de catégorie **IV**, nous prendrons donc les valeurs suivantes :

$$K_T = 0,24 \quad ; \quad z_0 = 1m \quad ; \quad z_{\min} = 16m$$

(K_T) le facteur de terrain, (z_0) le paramètre de rugosité (z_{\min}) hauteur minimale

Nous aboutissons donc pour les valeurs de la pression dynamique aux résultats suivants :

Tableau VI.1: pression dynamique

Niveau	z(m)	C _r	C _e	q _{dyn} (N/m ²)
RDC	2,295	0,665	1,561	585,26
1	6,12	0,665	1,561	585,26
2	9,18	0,665	1,561	585,26
3	12,24	0,665	1,561	585,26
4	15,3	0,665	1,561	585,26
5	18,36	0,698	1,661	622,95
6	21,42	0,735	1,776	666,15
7	24,48	0,767	1,878	704,40
Toiture	26,01	0,782	1,925	722,02
Acrotère	26,26	0,784	1,933	724,82

2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) et intérieure (C_{pi}) :

2.3.1. Détermination des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) :

Les coefficients de pression externes C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de **1m²** et **10m²**, auxquelles correspondent des coefficients de pression notés respectivement C_{pe,1} et C_{pe,10}. La valeur de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad S \geq 10m^2$$

Où S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

2.3.1.1. Sens longitudinal :

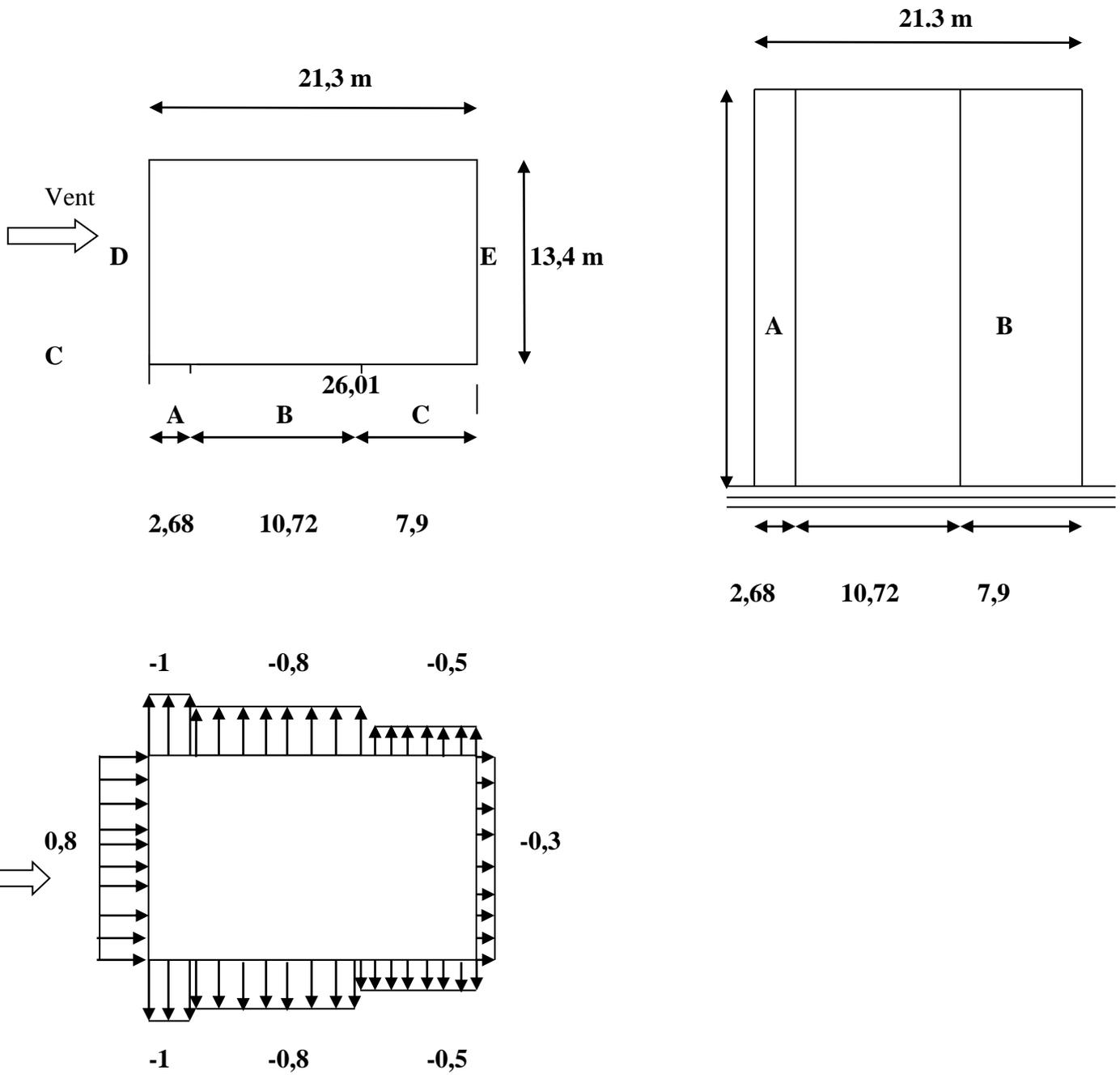
2.3.1.1.1. Parois verticales :

Nous avons pour notre cas : h = 26,01m ; b = 13,4m ; d = 21,3m.

$$e = \min(b, 2h) = \min(13,4 ; 52) \text{ m} \longrightarrow e = 13,4\text{m}$$

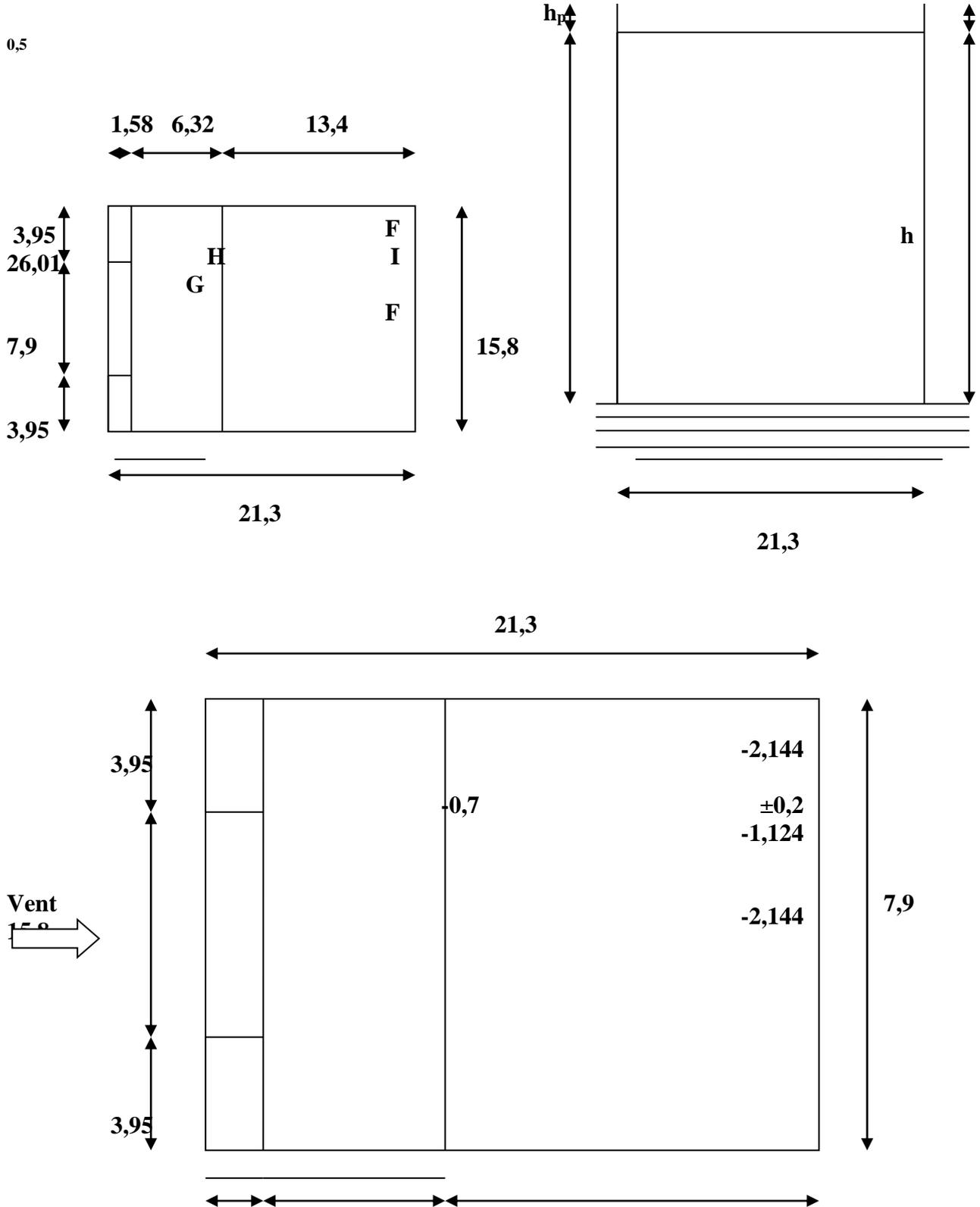
d = 21,3m > e = 13,4m \longrightarrow cinq zones de pression : A, B, C, D et E.
Toutes les surfaces sont supérieures ou égales à 10m², donc on prend C_{pe,10}

Et les résultats obtenus sont donnés dans les figures suivantes :



2.3.1.1.2. Toiture :

Notre toiture dont la pente est inférieure ou égale à 4° est considérée comme étant plate, il convient donc de diviser la toiture en cinq surfaces de pression conformément aux recommandations du RNV 99, et ce comme suit :



$$- \text{Surface F : } 1,58 \quad 6,32 \quad 13,4$$

$$1\text{m}^2 < S = 1,58 * 3,95 = 6,24\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,5}{26,01} = 0,019$$

On effectue une interpolation linéaire entre les valeurs du tableau suivant :

	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$h_p/h = 0$	-1,8	-2,5
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2

$$C_{pe,1} = - \left(1,6 + \frac{1,8 - 1,6}{0,025 - 0} (0,025 - 0,019) \right) = -1,648$$

$$C_{pe,10} = - \left(2,2 + \frac{2,5 - 2,2}{0,025 - 0} (0,025 - 0,019) \right) = -2,272$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S)$$

$$C_{pe} = -2,144$$

Pour toutes les autres surfaces $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe,10}$, et on obtient les résultats indiqués sur la figure ci-dessus.

2.3.1.2. Sens transversal :

2.3.1.2.1. Parois verticales :

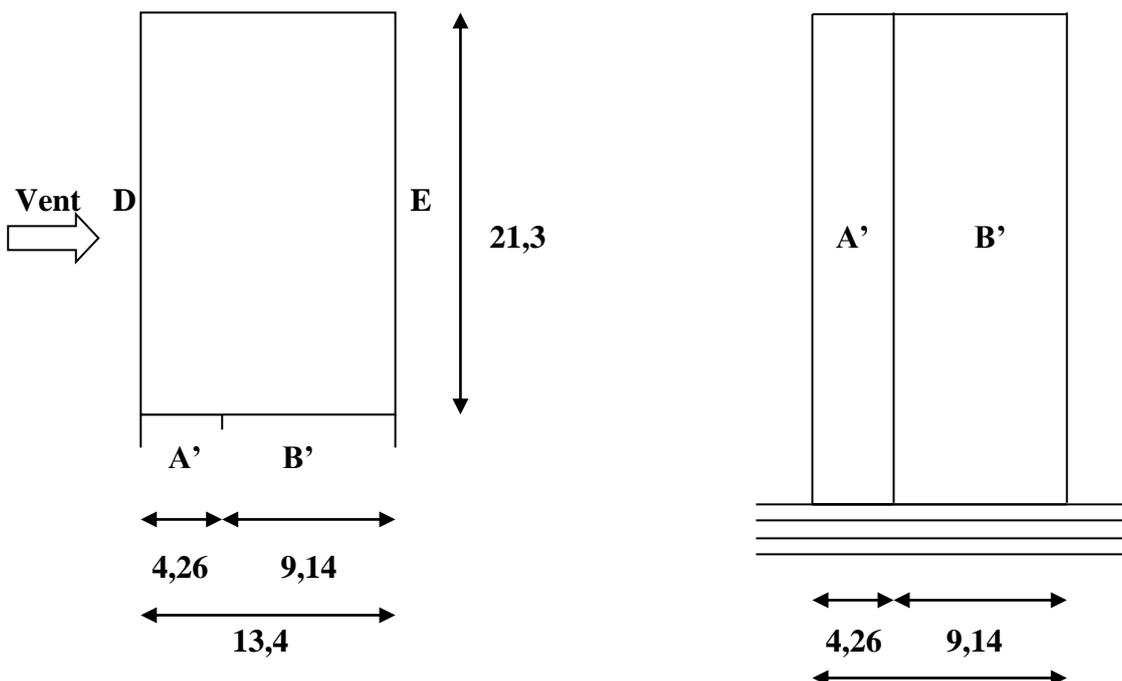
Nous avons pour notre cas : $h = 26,01\text{m}$; $b = 21,3\text{m}$; $d = 13,4\text{m}$.

$e = \min(b, 2h) = \min(21,3 ; 52) \text{ m} \longrightarrow e = 21,3\text{m}$

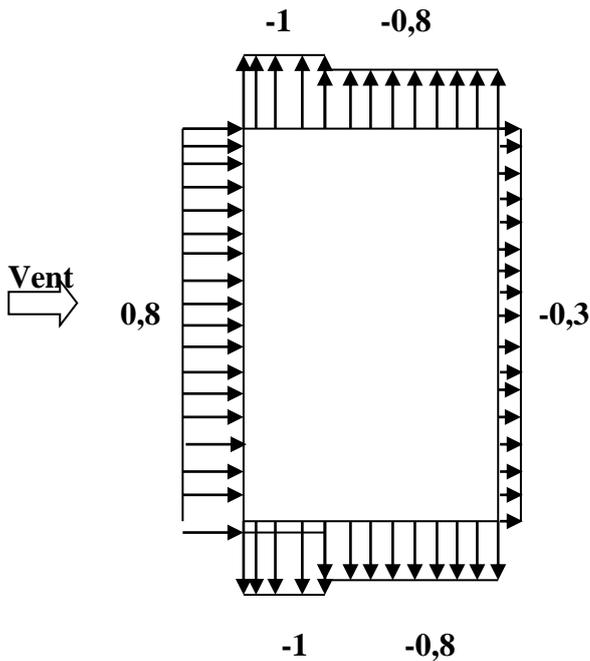
$d = 13,4\text{m} < e = 21,3\text{m} \longrightarrow$ quatre zones de pression : A', B', D et E.

Toutes les surfaces sont supérieures ou égales à 10m^2 , donc on prend $C_{pe,10}$

Et les résultats obtenus sont donnés dans les figures suivantes :

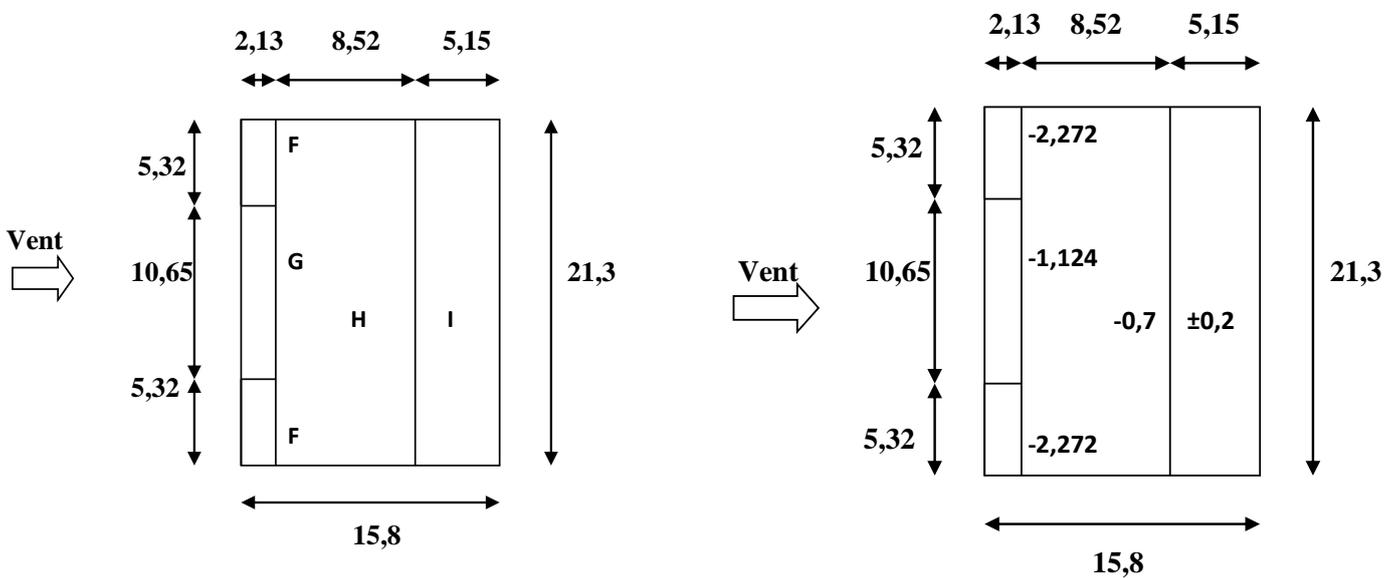


13,4



2.3.1.2.2. Toiture :

La division de la toiture se fera comme pour le sens longitudinal en cinq surfaces de pression, et les résultats obtenus par interpolation linéaire sont représentés sur les figures suivantes :



2.3.2. Détermination des coefficients de pression intérieure (C_{pi}) :

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées pour les coefficients de pression intérieure :

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

2.3.3. Détermination des coefficients de pression nette (C_{pnet}) :

$$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$$

Les tableaux suivants récapitulent les valeurs de C_{pe} , C_{pi} et C_{pnet} :

2.3.3.1. Sens longitudinal : Tableau VI.2 : pression nette (C_{pnet})

Parois	$C_{pi} = 0,8$			$C_{pi} = -0,5$		
	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}
A	-1	0,8	-1,8	-1	-0,5	-0,5
B	-0,8	0,8	-1,6	-0,8	-0,5	-0,3
C	-0,5	0,8	-1,3	-0,5	-0,5	0
D	0,8	0,8	0	0,8	-0,5	1,3
E	-0,3	0,8	-1,1	-0,3	-0,5	0,2
F	-2,144	0,8	-2,944	-2,144	-0,5	-1,644
G	-1,124	0,8	-1,924	-1,124	-0,5	-0,624
H	-0,7	0,8	-1,5	-0,7	-0,5	-0,2
I	-0,2	0,8	-1	-0,2	-0,5	0,3
	0,2	0,8	-0,6	0,2	-0,5	0,7

2.3.3.2. Sens transversal : Tableau VI.3 : pression nette (C_{pnet})

Parois	$C_{pi} = 0,8$			$C_{pi} = -0,5$		
	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}	C_{pe}	C_{pi}	C_{pnet}
A'	-1	0,8	-1,8	-1	-0,5	-0,5
B'	-0,8	0,8	-1,6	-0,8	-0,5	-0,3
D	0,8	0,8	0	0,8	-0,5	1,3
E	-0,3	0,8	-1,1	-0,3	-0,5	0,2
F	-2,272	0,8	-3,072	-2,272	-0,5	-1,772
G	-1,124	0,8	-1,924	-1,124	-0,5	-0,624
H	-0,7	0,8	-1,5	-0,7	-0,5	-0,2
I	-0,2	0,8	-1	-0,2	-0,5	0,3
	0,2	0,8	-0,6	0,2	-0,5	0,7

2.4. Calcul de la pression due au vent (q_j) :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donné par :

$$q_j = C_d * W(z_j) \quad \text{en } N/m^2$$

Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure, $W(z_j)$ est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{en } N/m^2$$

2.4.1. Sens longitudinal :**2.4.1.1. Parois verticales :**

- **Pour $C_{pi} = 0,8$: Tableau VI.4 : Calcul de la pression due au vent (q_j)**

			Parois									
			A		B		C		D		E	
Niveau	z(m)	q_{dyn}	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j
RDC	2,295	585,26	-1,8	-1004,06	-1,6	-892,40	-1,3	-725,08	0	0	-1,1	-613,53
1	6,12	585,26	-1,8	-1004,06	-1,6	-892,40	-1,3	-725,08	0	0	-1,1	-613,53
2	9,18	585,26	-1,8	-1004,06	-1,6	-892,40	-1,3	-725,08	0	0	-1,1	-613,53
3	12,24	585,26	-1,8	-1004,06	-1,6	-892,40	-1,3	-725,08	0	0	-1,1	-613,53
4	15,3	585,26	-1,8	-1004,06	-1,6	-892,40	-1,3	-725,08	0	0	-1,1	-613,53
5	18,36	622,95	-1,8	-1068,72	-1,6	-949,88	-1,3	-771,77	0	0	-1,1	-653,04
6	21,42	666,15	-1,8	-1142,84	-1,6	-1015,75	-1,3	-825,30	0	0	-1,1	-698,33
7	24,48	704,40	-1,8	-1208,46	-1,6	-1074,07	-1,3	-872,69	0	0	-1,1	-738,43
Acrotère	26,26	724,82	-1,8	-1243,49	-1,6	-1105,20	-1,3	-897,98	0	0	-1,1	-759,83

- **Pour $C_{pi} = -0,5$: Tableau VI.5 : Calcul de la pression due au vent (q_j)**

			Parois									
			A		B		C		D		E	
Niveau	z(m)	q_{dyn}	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j	C_{pnet}	q_j
RDC	2,295	585,26	-0,5	-278,88	-0,3	-167,33	0	0	1,3	725,1	0,2	111,55
1	6,12	585,26	-0,5	-278,88	-0,3	-167,33	0	0	1,3	725,1	0,2	111,55
2	9,18	585,26	-0,5	-278,88	-0,3	-167,33	0	0	1,3	725,1	0,2	111,55
3	12,24	585,26	-0,5	-278,88	-0,3	-167,33	0	0	1,3	725,1	0,2	111,55
4	15,3	585,26	-0,5	-278,88	-0,3	-167,33	0	0	1,3	725,1	0,2	111,55
5	18,36	622,95	-0,5	-296,84	-0,3	-178,1	0	0	1,3	771,8	0,2	118,73
6	21,42	666,15	-0,5	-317,42	-0,3	-190,45	0	0	1,3	825,3	0,2	126,97
7	24,48	704,4	-0,5	-335,65	-0,3	-201,39	0	0	1,3	872,7	0,2	134,26
Acrotère	26,26	724,82	-0,5	-345,38	-0,3	-207,23	0	0	1,3	898	0,2	138,15

2.4.1.2. Toiture :- **Pour $C_{pi} = 0,8$:**

			Parois									
			F		G		H		I($C_{pe} = -0,2$)		I($C_{pe} = 0,2$)	
Niveau	z(m)	q _{dyn}	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j
Toiture	26,01	722,02	-2,944	-2025,7	-1,924	-1323,9	-1,5	-1032	-1	-688,1	-0,6	-412,9

- **Pour $C_{pi} = -0,5$:**

			Parois									
			F		G		H		I($C_{pe} = -0,2$)		I($C_{pe} = 0,2$)	
Niveau	z(m)	q _{dyn}	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j
Toiture	26,01	722,02	-1,644	-1131,2	-0,624	-429,37	-0,2	-137,6	0,3	206,4	0,7	481,66

2.4.2. Sens transversal :**2.4.2.1. Parois verticales :**- **Pour $C_{pi} = 0,8$: Tableau VI.6 :**

		Parois									
		A'		B'		D		E			
Niveau	z(m)	q _{dyn}	C _{pnet}	q _j							
RDC	2,295	585,26	-1,8	-993,42	-1,6	-883,04	0	0	-1,1	-607,1	
1	6,12	585,26	-1,8	-993,42	-1,6	-883,04	0	0	-1,1	-607,1	
2	9,18	585,26	-1,8	-993,42	-1,6	-883,04	0	0	-1,1	-607,1	
3	12,24	585,26	-1,8	-993,42	-1,6	-883,04	0	0	-1,1	-607,1	
4	15,3	585,26	-1,8	-993,42	-1,6	-883,04	0	0	-1,1	-607,1	
5	18,36	622,95	-1,8	-1057,4	-1,6	-939,91	0	0	-1,1	-646,2	
6	21,42	666,15	-1,8	-1130,7	-1,6	-1005,1	0	0	-1,1	-691	
7	24,48	704,4	-1,8	-1195,7	-1,6	-1062,8	0	0	-1,1	-730,7	
Acrotère	26,26	724,82	-1,8	-1230,3	-1,6	-1093,6	0	0	-1,1	-751,9	

- Pour $C_{pi} = -0,5$:

Tableau VI.7

	Niveau	z(m)	q _{dyn}	Parois							
				A'		B'		D		E	
				C _{pnet}	q _j						
	RDC	2,295	585,26	-0,5	-275,95	-0,3	-165,57	1,3	717,47	0,2	110,4
	1	6,12	585,26	-0,5	-275,95	-0,3	-165,57	1,3	717,47	0,2	110,4
	2	9,18	585,26	-0,5	-275,95	-0,3	-165,57	1,3	717,47	0,2	110,4
	3	12,24	585,26	-0,5	-275,95	-0,3	-165,57	1,3	717,47	0,2	110,4
	4	15,3	585,26	-0,5	-275,95	-0,3	-165,57	1,3	717,47	0,2	110,4
	5	18,36	622,95	-0,5	-293,72	-0,3	-176,23	1,3	763,68	0,2	117,5
	6	21,42	666,15	-0,5	-314,09	-0,3	-188,45	1,3	816,64	0,2	125,6
	7	24,48	704,4	-0,5	-332,13	-0,3	-199,28	1,3	863,53	0,2	132,9
	Acrotère	26,26	724,82	-0,5	-341,75	-0,3	-205,05	1,3	888,56	0,2	136,7

2.4.2.2. Toiture :

- Pour $C_{pi} = 0,8$:

	Niveau	z(m)	q _{dyn}	Parois									
				F		G		H		I(C _{pe} = -0,2)		I(C _{pe} = 0,2)	
				C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j
	Toiture	26,01	722,02	-3,072	-2091,6	-1,924	-1310	-1,5	-1021	-1	-680,9	-0,6	-408,5

- Pour $C_{pi} = -0,5$:

	Niveau	z(m)	q _{dyn}	Parois									
				F		G		H		I(C _{pe} = -0,2)		I(C _{pe} = 0,2)	
				C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j	C _{pnet}	q _j
	Toiture	26,01	722,02	-1,772	-1206,5	-0,624	-424,86	-0,2	-136,2	0,3	204,3	0,7	476,61

2.5. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être considérées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$, le cas échéant le calcul des forces de frottement n'est pas nécessaire.

- **Vérification :**

$$h = 26,01\text{m} ; b = 13,4\text{m} ; d = 21,3\text{m}$$

Sens	Longitudinal	Transversal
$\frac{d}{b}$	1,59 < 3 (C.V)	0,63 < 3 (C.V)
$\frac{d}{h}$	0,82 < 3 (C.V)	0,515 < 3 (C.V)

Aucune des deux conditions n'est pas satisfaite donc le calcul des forces de frottement n'est pas nécessaire dans les deux directions de vent.

2.6. Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

La force résultante **R** se décompose en deux forces :

- Une force horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement **F_u** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par :

$$\mathbf{R} = \sum (q_j * S_j) + \sum F_{frj}$$

Où :

- \sum désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) ;
- q_j (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j ;
- S_j (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ;
- F_{frj} (en N) désigne les forces de frottement éventuelles.

Et les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

2.6.1. Sens longitudinal :

- Parois verticales : **Tableau VI.8**

Niveau	z(m)	S(m ²)	C _{pi} = 0,8				C _{pi} = - 0,5			
			D		E		D		E	
			q _j	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)
RDC	2,295	61,51	0	0	-613,53	-37736	725,1	44597	111,6	6861
1	6,12	48,35	0	0	-613,53	-29663	725,1	35056	111,6	5393
2	9,18	48,35	0	0	-613,53	-29663	725,1	35056	111,6	5393
3	12,24	48,35	0	0	-613,53	-29663	725,1	35056	111,6	5393
4	15,3	48,35	0	0	-613,53	-29663	725,1	35056	111,6	5393
5	18,36	48,35	0	0	-653,04	-31573	771,8	37314	118,7	5741
6	21,42	48,35	0	0	-698,33	-33763	825,3	39901	127	6139
7	24,48	48,35	0	0	-738,43	-35701	872,7	42193	134,3	6491
Acrotère	26,26	7,90	0	0	-759,83	-6002,6	898	7094	138,2	1091
				0		-263427		311323		47896

- **Toiture :** **Tableau VI.9**

C _{pi}	Zone	S(m ²)	q _j	F _v (N)	
	C _{pi} = 0,8	F	6,24	-2025,74	
G		12,48	-1323,88	-16524,72	
H		99,86	-1032,13	-103064,79	
I (C _{pe} =-0,2)		211,72	-688,09	-145682,30	-365323,82
I (C _{pe} =0,2)		211,72	-412,85	-87409,38	-219641,51
C _{pi} = - 0,5	F	6,24	-1131,22	-7059,94	
	G	12,48	-429,37	-5359,37	
	H	99,86	-137,62	-13741,97	
	I (C _{pe} =-0,2)	211,72	206,43	43704,69	17543,41
	I (C _{pe} =0,2)	211,72	481,66	101977,61	75816,33

2.6.2. Sens transversal :

- Parois verticales : **Tableau VI.10**

Niveau	z(m)	S(m ²)	C _{pi} = 0,8				C _{pi} = - 0,5			
			D		E		D		E	
			q _j	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)	q _j (N/m ²)	F _h (N)
RDC	2,30	97,77	0	0	-607,09	-59353,38	717,47	70144,91	110,38	10791,52
1	6,12	65,18	0	0	-607,09	-39568,92	717,47	46763,27	110,38	7194,35
2	9,18	65,18	0	0	-607,09	-39568,92	717,47	46763,27	110,38	7194,35
3	12,24	65,18	0	0	-607,09	-39568,92	717,47	46763,27	110,38	7194,35
4	15,30	65,18	0	0	-607,09	-39568,92	717,47	46763,27	110,38	7194,35
5	18,36	65,18	0	0	-646,19	-42117,20	763,68	49774,87	117,49	7657,67
6	21,42	65,18	0	0	-691,00	-45037,95	816,64	53226,67	125,64	8188,72
7	24,48	65,18	0	0	-730,68	-47624,13	863,53	56283,06	132,85	8658,93
Acrotère	26,26	10,65	0	0	-751,86	-8007,26	888,56	9463,12	136,70	1455,87
				0		-360415,61		425945,73		65530,11

- **Toiture : Tableau VI.11**

	Zone	S(m ²)	q _j	F _v (N)	
C_{pi} = 0,8	F	11,34225	-2091,63	-23723,79	
	G	22,6845	-1309,992	-29716,52	
	H	181,476	-1021,304	-185342,1	
	I (C_{pe}=-0,2)	109,695	-680,8692	-74687,95	-313470,4
	I (C_{pe}=0,2)	109,695	-408,5215	-44812,77	-283595,2
C_{pi} = - 0,5	F	11,34225	-1206,5	-13684,43	
	G	22,6845	-424,8624	-9637,791	
	H	181,476	-136,1738	-24712,28	
	I (C_{pe}=-0,2)	109,695	204,26077	22406,39	-25628,12
	I (C_{pe}=0,2)	109,695	476,60846	52281,57	4247,0614

Conclusion :- **Sens longitudinal :**

$$F_{hT} = \max (359218,679 ; 263427,03) \text{ N} = 359218,679 \text{ N} = 0,36 \text{ MN}$$

$$F_{vT} = 277914,4 \text{ N} = 0,28 \text{ MN}$$

- **Sens transversal :**

$$F_{hT} = \max (360415,61 ; 491475,84) \text{ N} = 491475,84 \text{ N} = 0,5 \text{ MN}$$

$$F_{vT} = 313470,404 \text{ N} = 0,31 \text{ MN}$$

Les forces engendrées par l'action du vent ainsi déterminées restent inférieures aux forces d'inertie engendrées par l'action sismique

Chapitre VII
Ferraillage des éléments
principaux

1. Introduction :

L'objectif du présent chapitre est de ferrailer les portiques et les voiles de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le BAEL 91 et le RPA 2003.

2. Etude des charges :

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales : essentiellement les forces sismiques.

Ces éléments transmettent également les charges verticales aux fondations.

Compte tenu de l'hypothèse de l'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion, et compression sont étudiés séparément.

3. Les procédés de calcul :

La recherche des actions des voiles dépendent de :

a. **La nature des systèmes :**

- Systèmes isostatiques,
- Systèmes hyperstatique (à voiles pleins),
- Système hyperstatique (à voiles avec ouvertures).

b. **La géométrie des éléments de contreventement :**

- Systèmes plans,
- Systèmes non plans,
- Systèmes avec noyaux.

c. **Le comportement des éléments de contreventement :**

- Éléments travaillant en flexion,
- Éléments travaillant en distorsion,
- Éléments mixtes (flexion + distorsion).

d. **Elancement des bâtiments :**

- Bâtiments de faible hauteur $n > 7$,
- Bâtiments élevés $n > 7$,
- Bâtiments de grande hauteur.

Pour notre structure, la nature du système est hyperstatique qui comporte des voiles pleins et des voiles avec ouvertures, elle présente des voiles plans et des voiles non plans, les éléments de contreventement travaillent en flexion.

4. **Calcul des refends :**

4.1. **Méthode de calcul :**

Les efforts horizontaux sont repris entièrement par les voiles, nous allons déterminer les efforts repris par chaque voile aux différents niveaux.

On considère une excentricité de part et d'autre du centre de torsion en prenant l'effet le plus défavorable, on néglige aussi les efforts négatifs induits par la rotation.

4.2. Hypothèses de calcul :

- Les voiles possèdent une inertie constante et sont encastrés à la base
- La rigidité à la torsion pure des refends est négligeable
- Les voiles se déforment en flexion

4.3. Principe de la méthode :

La résultante des efforts extérieurs passe par le centre de masse, l'excentricité du centre de torsion par rapport au centre de passe crée une translation accompagnée d'une rotation. On ramène la résultante des efforts au niveau du centre de torsion avec un moment de torsion, on étudie les deux effets séparément pour les deux sens

- **Sens transversal :**

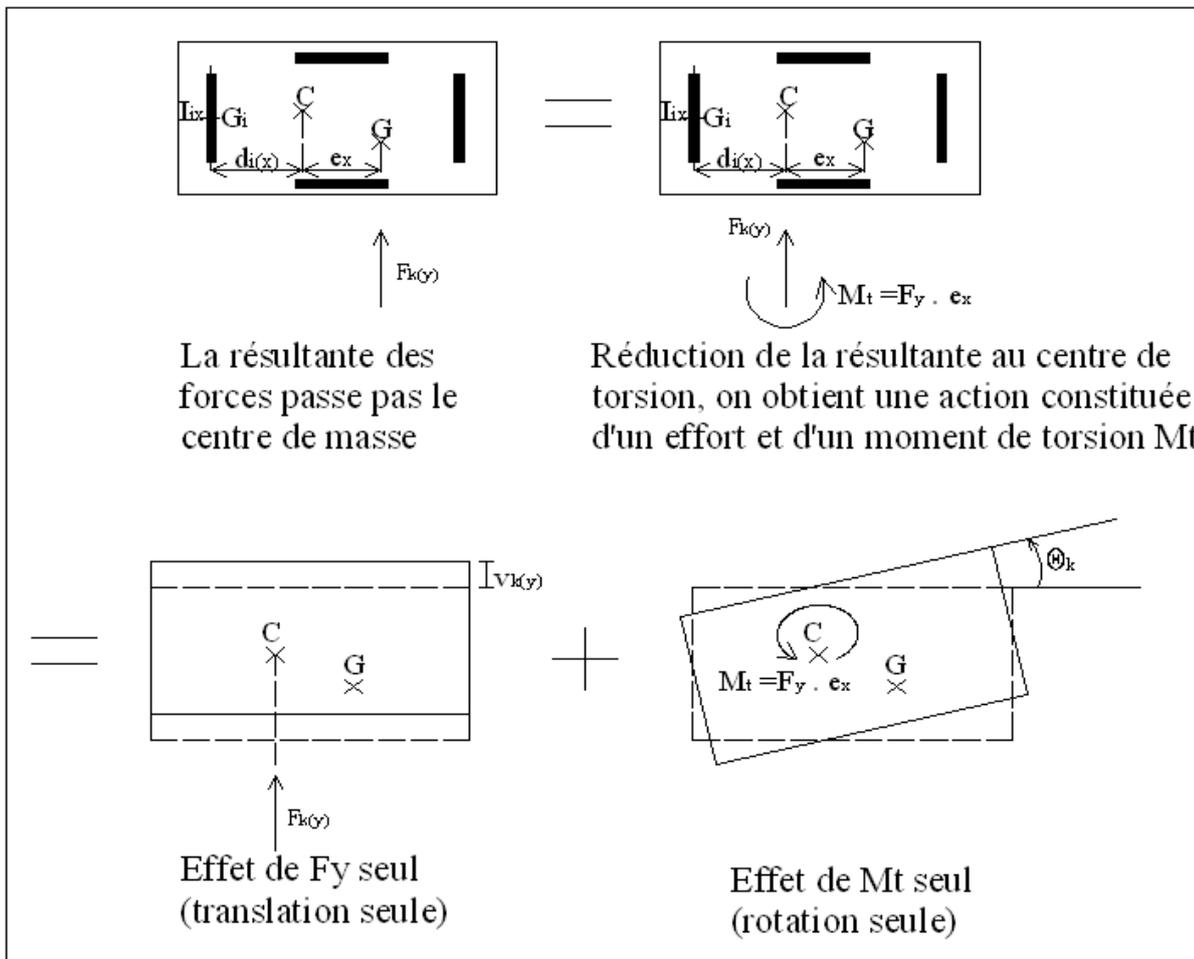


Fig VII.1 : sens transversal

- **Sens longitudinal :**

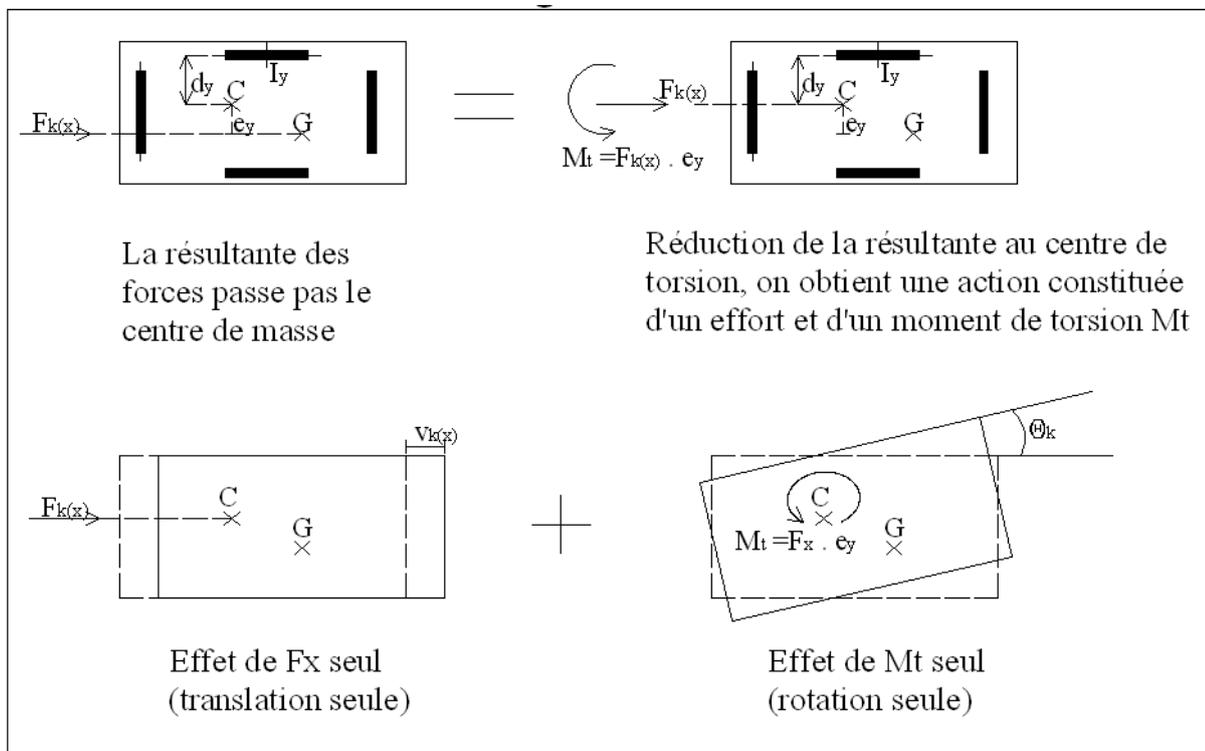


Fig VII.2 : sens longitudinal

4.4. Détermination des efforts dans les refends :

4.4.1. Effort provenant de la translation :

L'effort de translation ne concerne que les voiles parallèles à la direction de l'effort horizontal, car les voiles perpendiculaires ont une inertie négligeable, cet effort sera distribué comme suit :

- **Sens longitudinal:**

$$F_{i(y)} = \frac{I_{i(x)}}{\sum I_{i(x)}} F_y$$

- **Sens transversal :**

$$F_{i(x)} = \frac{I_{i(y)}}{\sum I_{i(y)}} F_x$$

4.4.2. Effort provenant de la rotation :

L'effort du au moment de torsion M_t s'écrit comme suit :

- **Sens longitudinal :**

$$F_{i(y)} = \frac{I_{i(x)} \cdot e_x \cdot d_x}{I_w} F_y$$

- **Sens transversal :**

$$F_{i(x)} = \frac{I_{i(y)} \cdot e_y \cdot d_y}{I_w} F_x$$

Avec :

I_w : Inertie polaire

I_x : Inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal

I_y : Inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal

d_y : Distance transversale entre le centre de gravité du voile et le centre de torsion

d_x : Distance longitudinale entre le centre de gravité du voile et le centre de torsion

e_y, e_x : excentricité

4.4.3. Superposition des efforts :

La superposition des efforts provenant de la translation et de la rotation s'écrit comme suit :

- **Sens longitudinal :**

$$F_{i(y)} = \left(\frac{I_{i(x)}}{\sum I_{i(x)}} + \frac{I_x \cdot e_x \cdot d_x}{I_w} \right) F_y$$

- **Sens transversal :**

$$F_{i(x)} = \left(\frac{I_{i(y)}}{\sum I_{i(y)}} + \frac{I_y \cdot e_y \cdot d_y}{I_w} \right) F_x$$

5. Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes est indispensable pour le ferrailage des voiles, pour ce qui concerne les voiles pleins, le système est celui d'une console encastrée à sa base, donc la détermination des efforts internes est simple, pour les voiles à file d'ouverture, nous devons utiliser des méthodes approchés.

Nous allons utiliser la méthode d'ALBIGES GOULET

5.1. Hypothèses de la méthode :

- Les éléments du voile (trumeau) subissent les mêmes déplacements horizontaux au niveau de chaque étage
- La hauteur d'étage est constante
- Les linteaux qui lient les deux trumeaux du voile ont tous les mêmes caractéristiques géométriques

- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle des trumeaux

Le comportement des voiles dépend du coefficient de monolithisme (α) déjà calculé

Notre structure présente de petites ouvertures $\alpha > 10$

5.1. Efforts dans les trumeaux :

Les voiles avec ouvertures de notre structure se comportent comme des voiles pleins d'après ALBIGES GOULET car le degré de monolithisme est supérieur à 10

La détermination du moment fléchissant et de l'effort tranchant est équivalente à une console encastrée à sa base

- **Moment fléchissant :**

$$M(k) = \sum_{j=k+1}^{j=n} F_j Z_j$$

- **Effort tranchant :**

$$V_k = \sum_{j=k}^{j=n} F_j$$

5.2. Efforts dans les linteaux :

- **Effort tranchant :**

$$\pi_k = V_0 \cdot \frac{m \cdot h_e}{I} (1 - \beta)$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_k = \pi_k \cdot a_i$$

$$\beta = \frac{x}{Z}$$

π_k : Effort tranchant au niveau de la section d'encastrement du linteau

V_0 : Effort tranchant à la base

m : Moment statique par rapport à G_0 de la section située d'un côté de l'ouverture

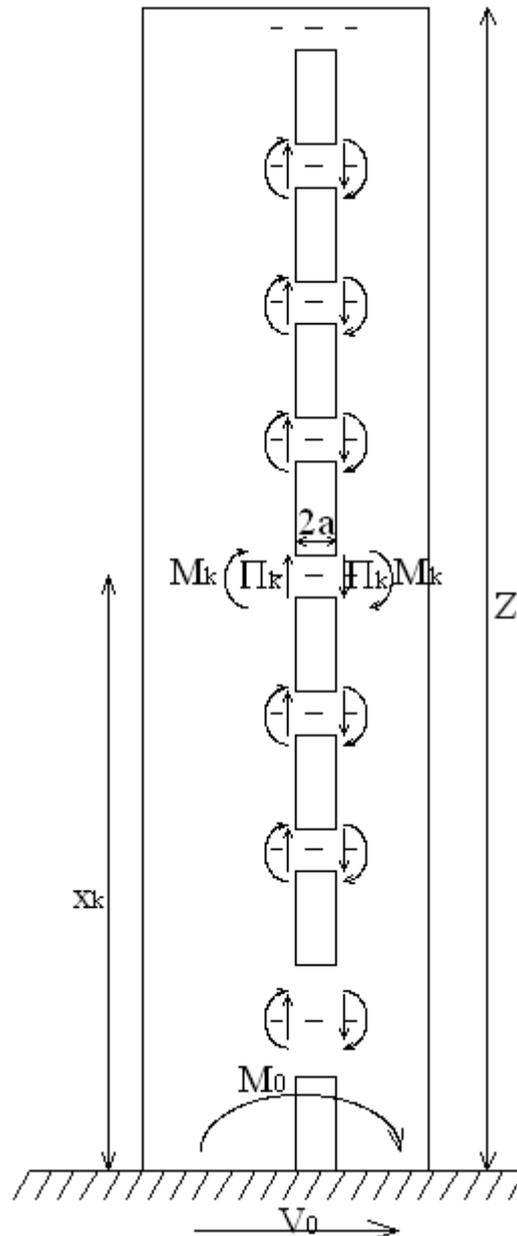
h_e : Hauteur d'étage

I : Inertie équivalente du voile

x : Distance entre la mi-hauteur du linteau et l'encastrement du voile

Z : Hauteur totale du voile considéré

a : demie portée du linteau



N.B : l'ensemble des résultats de calcul des charges horizontales est assuré par le logiciel ROBOT (voir en annexes)

Sollicitations des voiles :

N : effort normal

M : moment

H : effort tranchant

Voile : Voile220 (V15-V16-V17-V18) :**Chargements :****Réduites:**

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	791,70	-41,07	26,06
d'exploitation	42,11	-5,14	7,82
sismique	-8,24	-17,77	6,90
sismique	-0,03	-0,07	0,03

Sollicitations des poteaux:

Axe/fil	Nœud/cas	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)	MX (KN.m)	MY (KN.m)	MZ (KN.m)
B/6	175/12	365,83	2,33	2666,48	0,00	-0,00	0,00

Sollicitations des poutres :

Mt : moment aux travées

Mg et Md : moment au appuis gauche et poteau droite

Vg et Vd : effort tranchant au poteau gauche et poteau droite

Poutre : Poutre principal (Type 01) Poutre198 :**Sollicitations ELU**

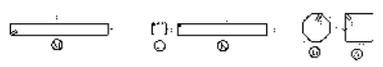
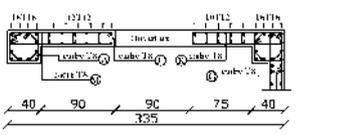
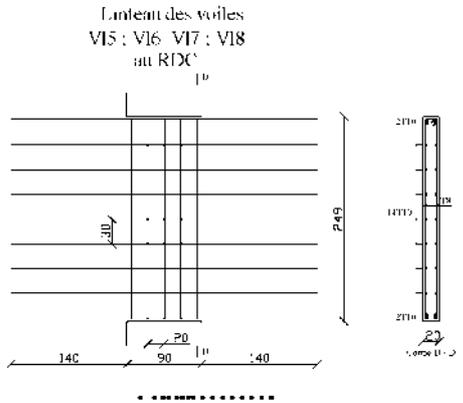
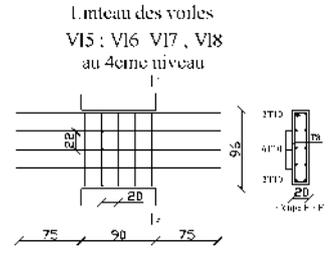
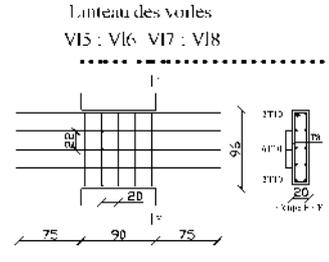
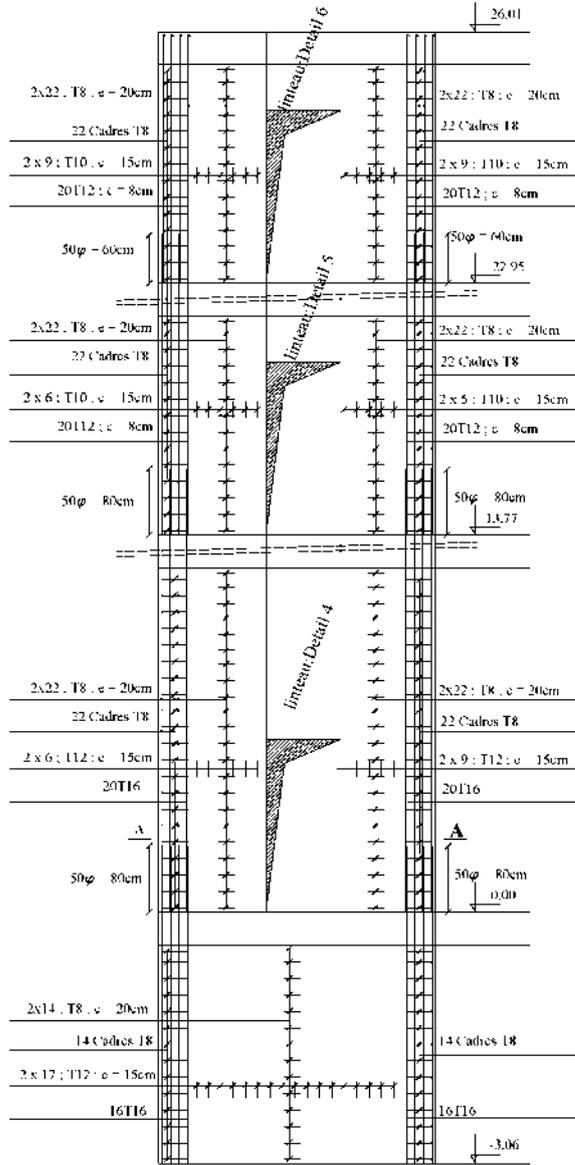
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	32,60	-0,00	-23,01	-35,61	58,49	-69,81
P2	39,73	-0,00	-34,48	-36,73	70,29	-71,52
P3	32,60	-0,00	-26,65	-31,98	65,18	-63,12

Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	23,74	0,00	-16,70	-25,72	42,47	-50,68
P2	28,98	0,00	-24,89	-26,52	51,03	-51,92
P3	23,74	0,00	-19,21	-23,22	47,32	-45,83

Sollicitations ELU - combinaison rare (accidentel)

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	23,76	-0,00	-16,85	-25,83	42,54	-50,74
P2	28,98	-0,00	-25,03	-26,66	51,10	-51,98
P3	23,76	-0,00	-19,30	-23,34	47,38	-45,88



6. Étude des charges verticales :

En plus du rôle important que joue les voiles dans la résistance aux efforts horizontaux, ces derniers reprennent une grande partie des charges verticales et les transmettent aux fondations.

Le but de cette étude est de déterminer les efforts supportés par chaque voile pour chaque niveau.

7. Évaluation des actions :

Dans les bâtiments courant les actions verticales sont :

- Les actions permanentes (G)
- Les actions transitoires (Q)

Les actions permanentes verticales (G) sont constitués par :

- Le poids propre des éléments structuraux
- Les maçonneries (façades...)
- Les équipements fixes (machines...)

Les actions transitoires (Q) sont les charges d'exploitation qui sont appliquées sur les surfaces utiles (habitable)

Les sollicitations recherchées sont dues aux actions agissant sur les éléments structuraux, ces actions ont pour origine :

- Les actions directement appliquées aux structures (poids propre, maçonnerie)
- Les actions transmises par les structures horizontales (poutres, planchers)

Les actions appliquées sur les planchers (poutrelles) sont transmises aux supports (poutres, voiles) selon les règles de la mécanique (statique, RDM...), une simplification consiste à déterminer ces actions au prorata des surfaces qui leur sont attribuées, l'évaluation est alors conduite comme suit :

- On admet la discontinuité des planchers
- Dans le cas des planchers en corps creux (poutrelles), on admet que les poutres principales reprennent la moitié du panneau
- Les valeurs obtenues sont majorées de 15% pour les voiles centraux d'un bâtiment à deux travées, et de 10% pour les voiles centraux de la première travée dans les autres cas. ;
- Les résultats obtenus restent proches de la réalité, néanmoins un calcul plus précis est envisageable à l'aide d'un logiciel.

8. Méthode de calcul :

Le travail consiste à déterminer les sollicitations dues aux actions verticales en suivant le cheminement des efforts jusqu'aux fondations. Ces sollicitations peuvent être déterminées de manière exacte (RDM, logiciels) ou en utilisant des méthodes approchées ou approximatives.

8.1. Les voiles :

Les sollicitations dues aux charges verticales (G, Q, S_n) sont recherchées de manière à pouvoir les combiner avec les sollicitations sismiques (E) ; pour cela on opère de la façon suivante :

- On réduit à chaque niveau, les actions considérées au centre de gravité des voiles dans le cas de voiles monolithes ou à petites ouvertures.

Les actions agissant sur le voile se résument pour les charges permanentes (G) à :

- Poids de la surface du plancher revenant au voile sous forme de charge linéaire,
- Poids propre du voile sur la hauteur d'étage sous forme de charge linéaire,
- Moments et efforts tranchants des différentes poutres concourant au nœud du potelet du voile.

Et pour les charges d'exploitation (Q) à :

- Poids de la surface du plancher revenant au voile sous forme de charge linéaire,
- Moments et efforts tranchants des différentes poutres concourant au nœud du potelet du voile.

On obtient ainsi à chaque niveau les résultantes (R_k, μ_k) avec :

$$R_k = \sum P_{i(k)} \quad ; \quad \mu_k = \sum P_{i(k)} \cdot d_{i(k)} + \sum r_j$$

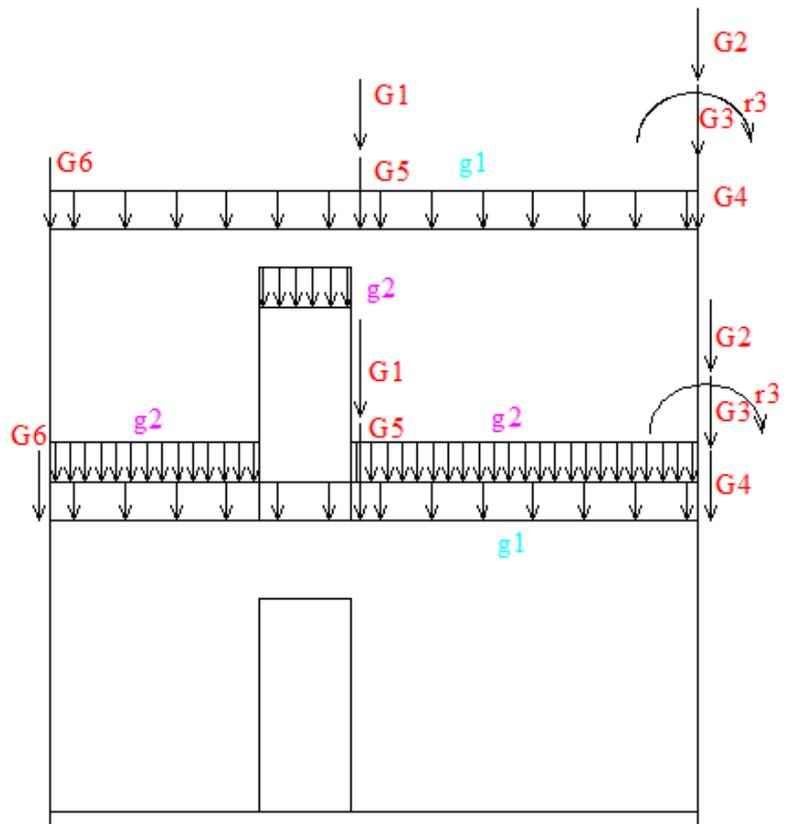
Les linteaux reprennent leurs poids propres et le poids de la surface de plancher qui leurs reviennent.

Tous les voiles de notre structure sont des voiles monolithes ou à petites ouvertures donc les résultantes (R_k, μ_k) seront déduites pour chaque voile et à tous les niveaux, au centre de gravité de ceux-ci.

Voici un exemple qui illustre la méthode utilisée pour la détermination de l'effort normal et du moment fléchissant (N_k, M_k) ; Prenons l'exemple du voile V1

- Sous G :

Fig VII.3 : Actions



Avec ;

g_1 : Charge permanente due à la travée L1 ; L2

g_2 : Poids propre du voile sur la hauteur d'étage

G_i : Effort tranchant de la poutre 'i'

r_i : Moment fléchissant de la poutre 'i'

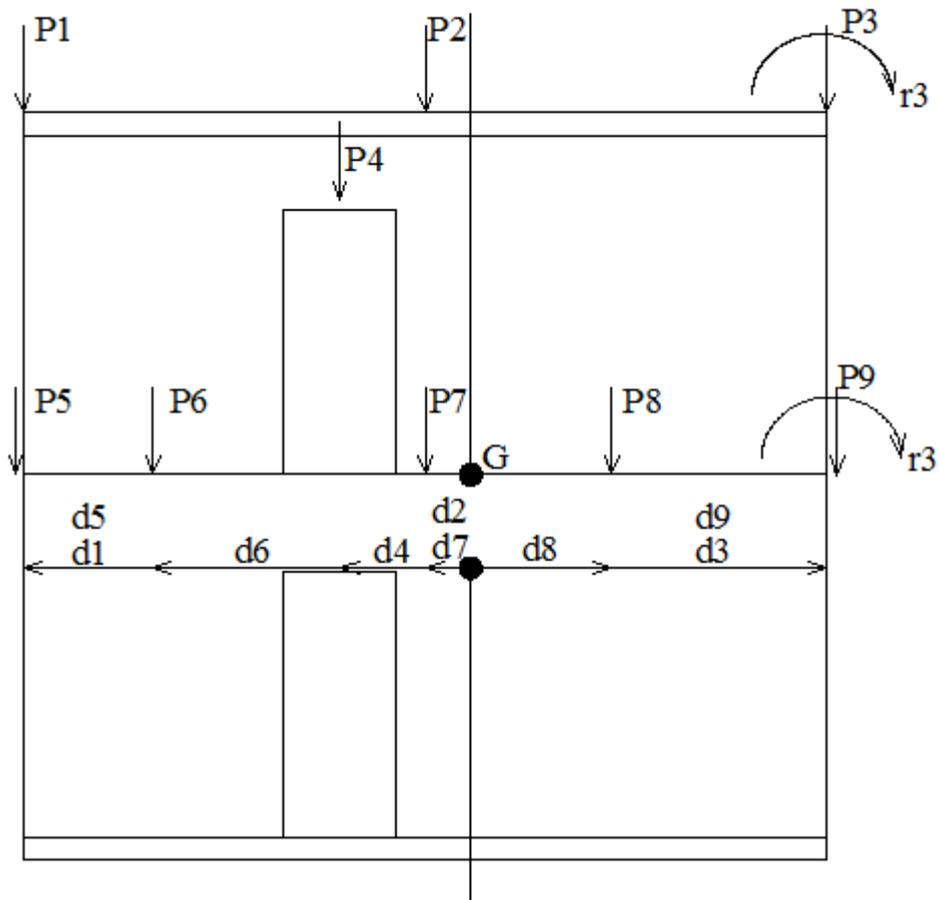


Fig VII.4 : Résultante des actions

La figure ci-dessus sont représentées les résultantes des actions appliquées sur la structure au niveau du centre de gravité de chaque élément respectivement

Avec :

P_1 ; P_5 : Résultante de l'action G_6

P_2 ; P_7 : Résultante des actions G_1 ; G_5 ; g_1

P_3 ; P_9 : Résultante des actions G_2 G_3 G_4

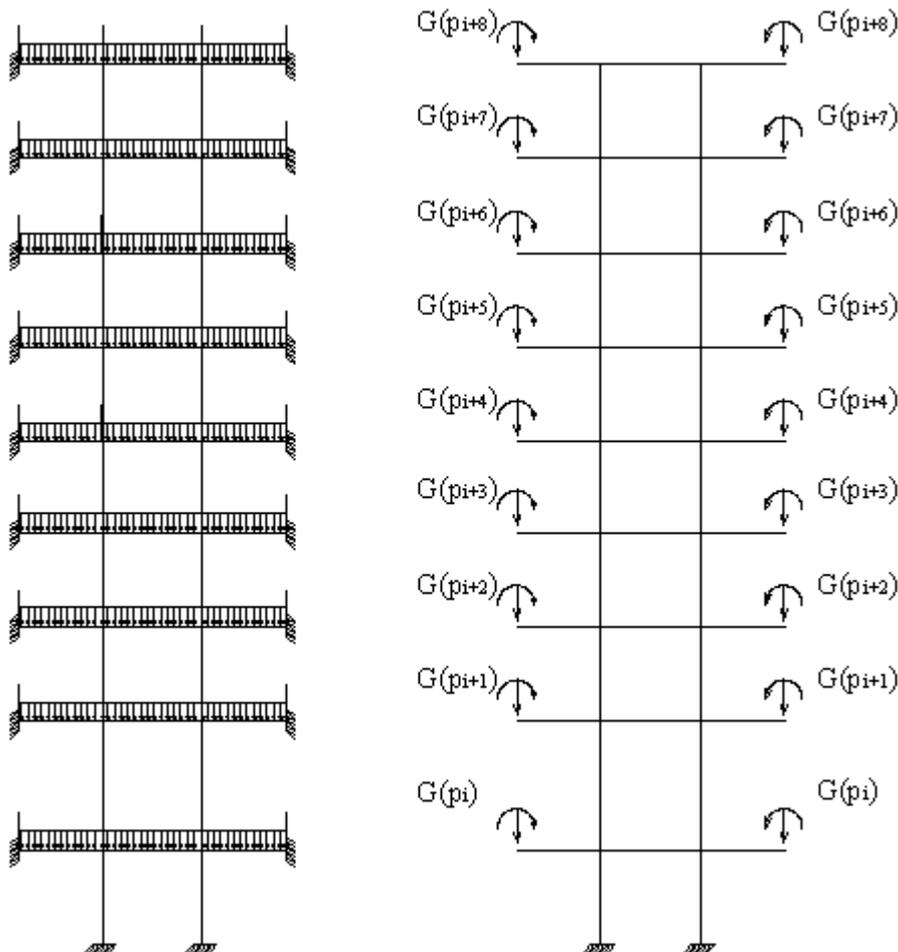
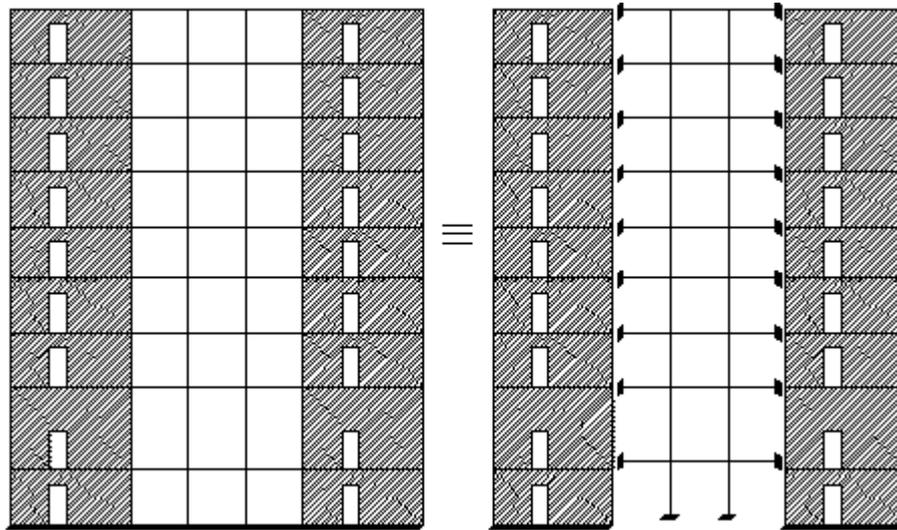
P_4 : Résultante de l'action g_2 agissant sur le linteau

P_6 ; P_8 : Résultante de l'action g_1 ; g_2 agissant sur les trumeaux

d_i : Distance séparant le point d'application de l'action P_i du centre de gravité du voile

- **Détermination des moments fléchissants « r_i » :**

On considère l'axe « B ». Les poutres concourant aux voiles (V11 ; V12) sont supposées à nœuds d'extrémités fixes, après détermination du digramme des moments fléchissants de ce portique, nous relèverons les valeurs de « r_i » qui sont les moments fléchissant aux extrémités de la poutre considérée encastrée à son extrémité au voile :



- **Sous Q :**

La détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants se fait en suivant la même méthode de calcul que pour leur détermination sous « G ».

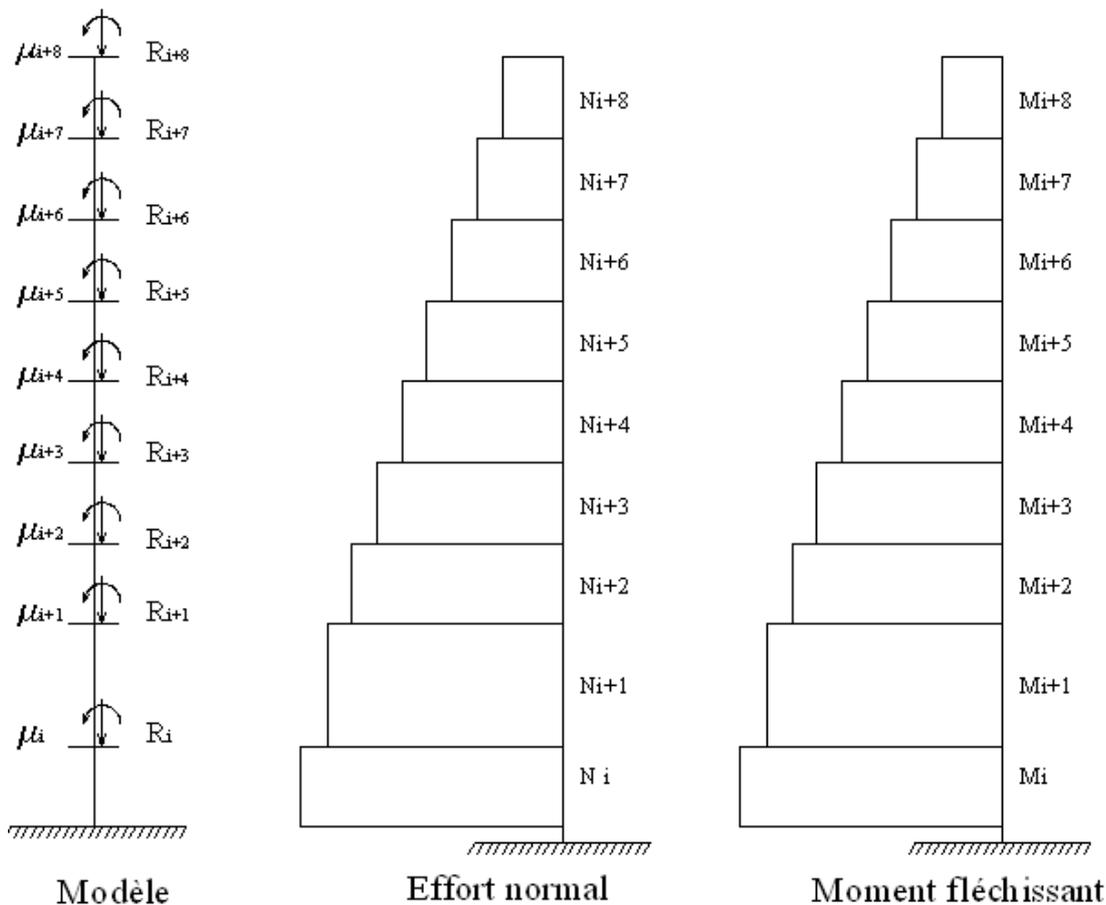
R_k : Résultante des actions au centre de gravité du voile au niveau 'k'

μ_k : Résultante des efforts de rotation au niveau du centre de gravité du voile au niveau 'k'

On recherche ensuite les sollicitations (N_k, M_k).

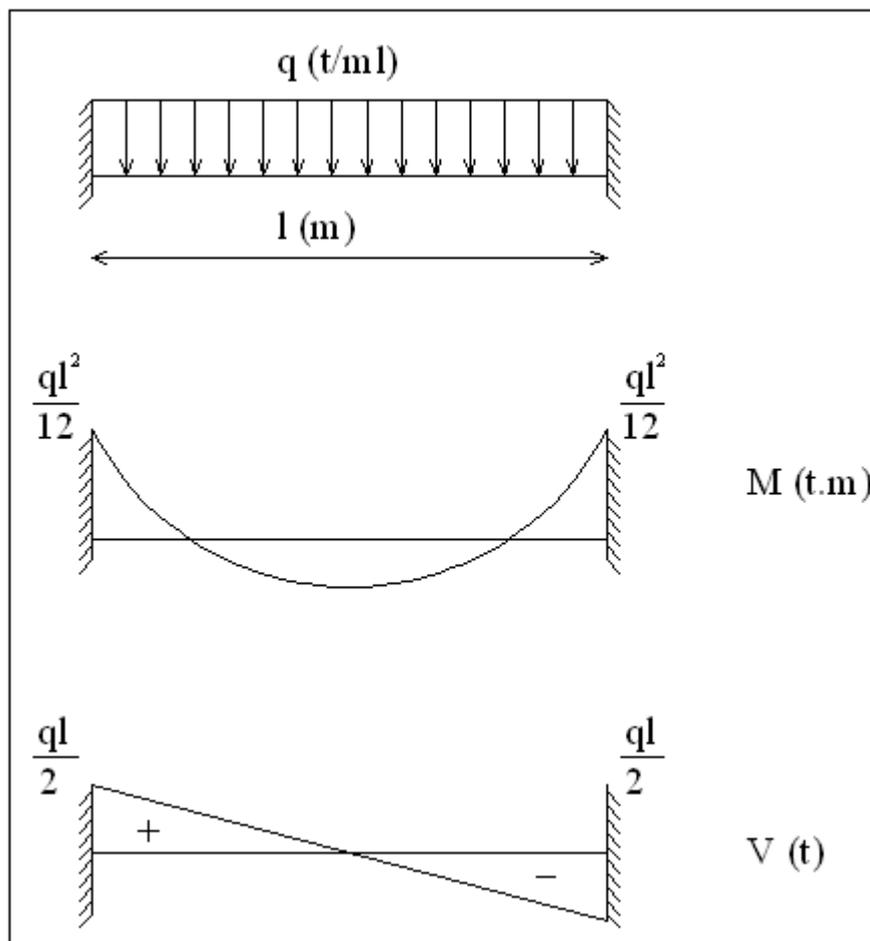
Les voiles étant des consoles parfaitement encastées à leur base, les sollicitations sont égales aux résultantes des actions situées au-dessus du niveau (k) considéré.

$$N_k = \sum_{j=k}^{j=n} R_j \quad ; \quad M_k = \sum_{j=k}^{j=n} \mu_j$$



8.2. Les linteaux :

Les linteaux sont des poutres courtes parfaitement encastées à leurs extrémités aux trumeaux, il est sollicité par son poids propre et le poids de la surface de plancher qui lui revient.



q : charge représentant le poids propre du linteau, le poids de la poutre ainsi que la charges du plancher qui lui est offerte.

M : Moment fléchissant à l'encastrement du linteau $M = \frac{ql^2}{12}$

V : effort tranchant à l'encastrement du linteau $V = \frac{ql}{2}$

8.3. Les portiques :

L'approche du comportement réel des structures en béton armé et la détermination des sollicitations doit prendre en compte un certain nombre de phénomènes difficilement quantifiable dont la prise en compte est complexe, cependant deux approches peuvent être envisagées :

- Les méthodes exactes (RDM, logiciels)
- Les méthodes approchées (Caquot...)

Nous avons opté pour une méthode de calcul exacte en utilisant le logiciel de calcul ROBOT.

Les calculs seront faits pour ces portiques sous « G » et « Q » ; les résultats seront donnés sous forme de diagrammes des moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux dans les portiques.

8.4. Justification du système de contreventement :

Nous devons vérifier que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales comme indiqué dans le RPA 2003 (art 3.4.2)

$$N_{v \text{ total}} = \sum N_v^i > 20\% W$$

W : Poids total de la structure

N_v^i représente l'effort normal appliqué à la base de la structure

$$W = 4872.4 \text{ t}$$

$$N_v^i = 4101.99 \text{ t}$$

$$N_v^i = 4101.99 \text{ t} > 0.2 \times 4872.4 = 974.48 \text{ t}$$

La condition étant satisfaite, nous pouvons désormais confirmer que notre structure est classée selon le RPA dans le « système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ».

La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

N.B :

- ❖ l'ensemble des résultats de calcul des charges verticales est assuré par le logiciel ROBOT (voir en annexes) ;

9. Combinaisons d'actions pour les voiles :

Les voiles sont sollicités en flexion composée, ils sont donc soumis au moment fléchissant « M », à l'effort normal « N » et à l'effort tranchant « T ».

Et les combinaisons d'actions données par les règlements sont les suivantes :

- RPA 2003

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

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

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots \text{ELU (SA)}$$

$$0.8G \pm E \dots \dots \dots \text{ELU (SA)}$$

- **BAEL 91 :**

Les combinaisons d'actions données par le **BAEL 91** sont :

$$1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{ELU (SDT)}$$

$$G + Q \dots\dots\dots \text{ELS}$$

Avec :

G : Charges permanentes,

Q : Charges d'exploitation,

E : Action sismique représentée par ses composantes horizontales.

Le calcul des combinaisons d'actions et des valeurs de (N_{\max} , $M_{\text{correspondant}}$), (N_{\min} , $M_{\text{correspondant}}$) et (M_{\max} , $N_{\text{correspondant}}$) pour chacun des voiles dans les deux directions sont donnés dans l'annexe (note de calcul ROBOT)

10. Combinaisons d'actions pour les portiques :

10.1. Les poutres :

Les poutres travaillent en flexion simple, elles sont soumises au moment fléchissant « M » et à l'effort tranchant « V ».

Etant donné que la totalité de l'effort sismique est reprise par les voiles, les seules combinaisons à considérer sont :

$$1.35G + 1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G + Q \quad (\text{ELS})$$

G : charges permanentes

Q : Surcharges d'exploitations

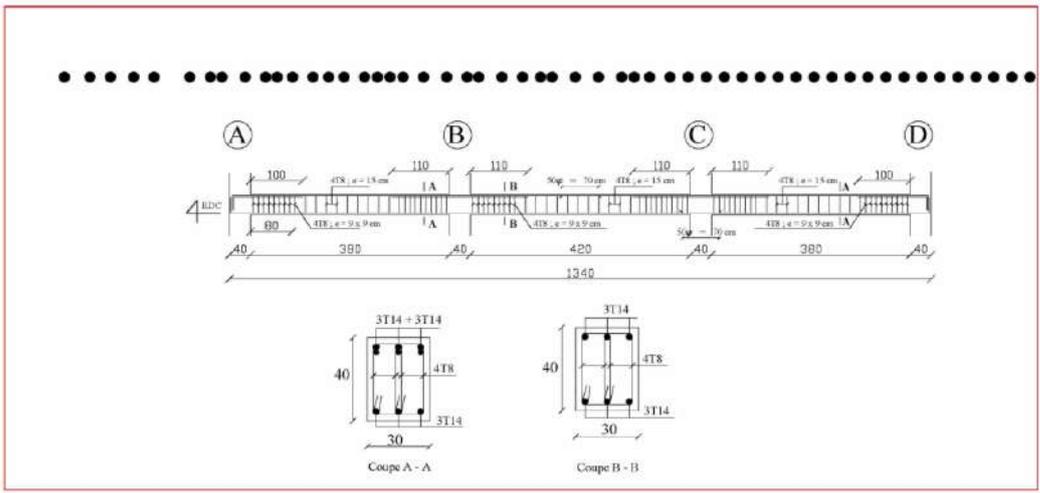
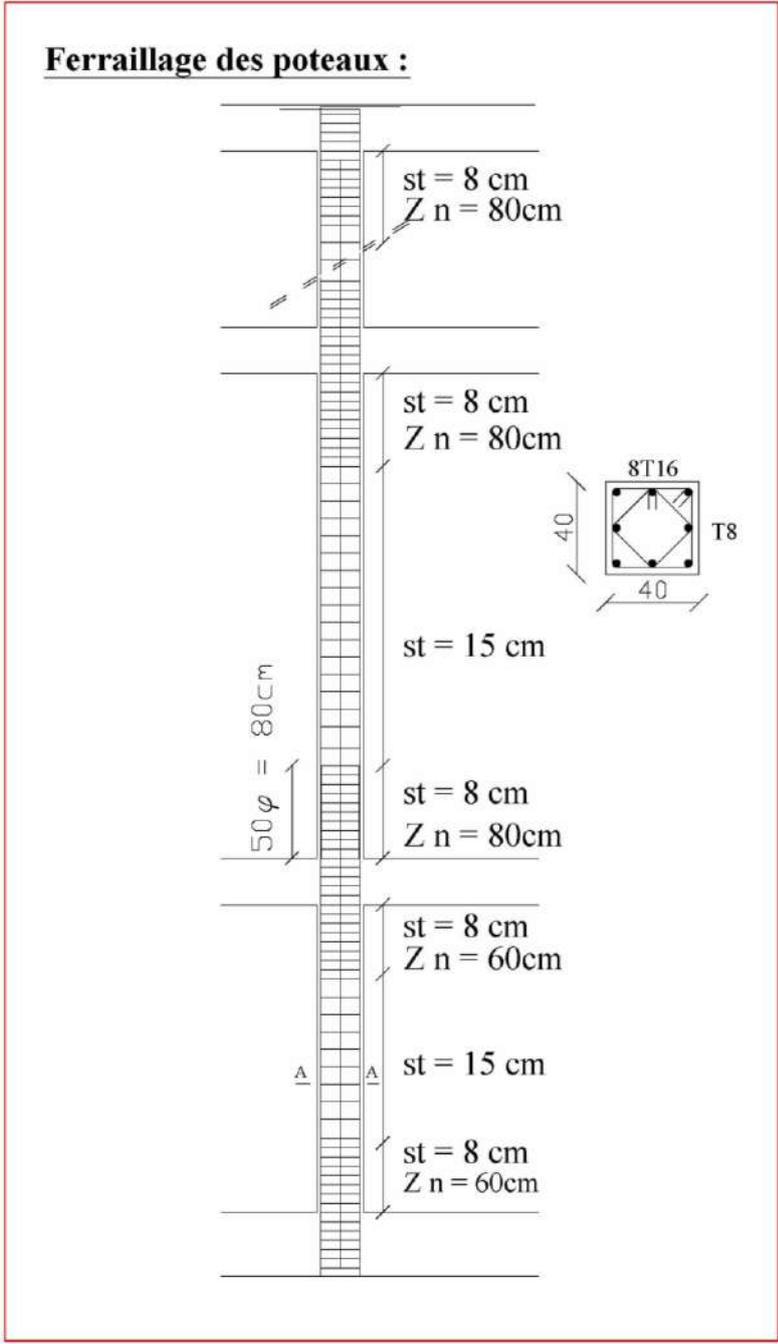
On présente uniquement le portique « 3 », les fissures sont peu préjudiciables donc le calcul se fera uniquement à l'ELU.

10.2. Les poteaux :

Les poteaux sont soumis à un effort normal « N », un moment fléchissant « M » et un effort tranchant « V », les combinaisons à prendre en considération sont les mêmes que celles des poutres car l'action sismique est reprise par les voiles.

N.B :

❖ **L'ensemble des résultats de calcul est assuré par le logiciel ROBOT (voir annexes)**



Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

2. Calcul des fondations :

Le type de fondation à utiliser est défini par la profondeur du sol d'assise. d'après le rapport de sol on a $D = 5\text{m}$ et $\text{sol} = 3 \text{ bars}$.

Deux choix se présentent à nous :

- Semelles filantes sous mur
- Radier général

2.1. Semelles filantes :

On fait le calcul pour l'axe « B »

Tableau VIII.1: calcul pour l'axe « B »

Sollicitation	Situation	VI1		VI2	
		N (t)	M (t.m)	N (t)	M (t.m)
N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$	SDT	495.85	254.53	295.85	-254.53
N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$	SA	263.05	2010.40	262.05	2010.40
M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$	SA	2085.85	363.32	2085.85	363.32

On réduit l'effort au centre de gravité de la semelle :

$$N_g = \sum N_i,$$

$$M_g = \sum M_i + \sum N_i \cdot d_i,$$

Tableau VII.2: calcul $e_0(m) = M_g/N_g$

Sollicitation	Situation	N_g (t)	M_g (t)	$e_0(m) = M_g/N_g$
N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$	SDT	991.70	0.00	0.00
N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$	SA	524.10	4020.80	7.67
M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$	SA	726.64	4171.70	5.74

D'après l'article 10.1.5 du RPA 2003 concernant la vérification de la stabilité au renversement, qui stipule que quelque soit le type de fondations, (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales

gravitaires et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{SDT} : e_0 = 0 \leq \frac{l}{6} = 3.55 \text{ m.}$$

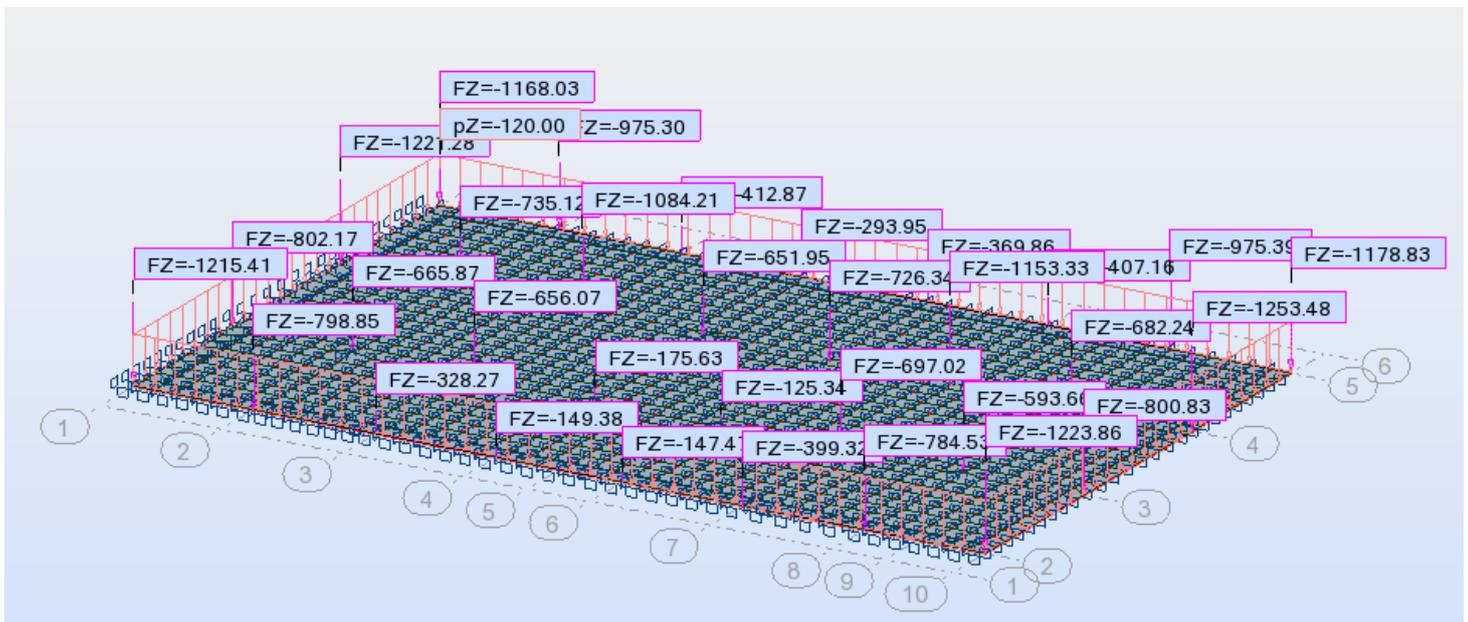
$$\text{SA} : e_0 = 7.67 > \frac{l}{4} = 5.325 \text{ m.}$$

**Les semelles filantes ne sont pas stables au renversement,
on envisage par conséquent le radier avec poutres de redressement**

N.B :

- L'ensemble des résultats de calcul est assuré par le logiciel ROBOT (voir en annexes)
- Les plans de ferrailage des fondations sont joints en annexe. (Format A3)

Sollicitations des fondations
(Radier général)



Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine sismique, notamment par la découverte de multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application.

Même si le travail effectué lors de ce PFE n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de nous ouvrir des nouvelles perspectives d'études telles que :

- La réaction sol-structure ;
- Des méthodes plus représentatives du comportement de la structure sous sollicitation sismique ...

Vue les richesses que renfermes le logiciel de calcul ROBOT en matière d'analyse dynamique et sismique, on entend par la qualité et la quantité des résultats fournis par ce dernier, nous recommandons aux futurs ingénieurs de bien exploiter ses ressources et surtout de bien choisir leur modèle statique à étudier.