

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'enseignement  
supérieur et de la recherche  
scientifique

Ecole Nationale des Travaux Publics

E.N.T.P – Kouba. Alger –

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme  
D'Ingénieur d'état en Travaux Publics

### Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9 + 2S/SOL  
EN CHARPENTE METALLIQUE  
CONTREVENTE PAR NOYAU CENTRAL**

Encadré par :

**BOUARIOU REDHA**  
*Ingénieur expert au CTC CHLEF*

Elaboré par :

**GUESSOUM KHEMISSI**

Promotion 2006/2007

# REMERCIEMENT

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail

Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mes

Enseignants qui m'ont formé dès la 1<sup>ère</sup> année jusqu'à la 5<sup>ème</sup> dans L'ENTP

J'exprime toute ma profonde reconnaissance à mon encadreur **M.BOURIOUA, REDHA** qui j' a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les ingénieurs de CTC-CHLEF, notamment **NABIL**

Je remercie aussi tous mes amis, notamment **ISMAIL** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



## DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- Ma très chère mère
- Mon très cher père
- A mes sœurs et frères
- A toute ma grande et petite famille
- A tous mes amis et collègues
- A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé

• ÆÉÀÈÒ áŦ•Éã ÝŦSÜÇ ÚÚÜ • ŽĚĚÛË €Ó ŌŌÉÄÖ•~Ç  
 • ÄÉÍ äŽ •• áŦ•~Ç Ô•Ä~Đæì áĐæ••~Ç

## CHAPITRE I GENERALITES

### I. présentation de l'ouvrage :

Notre futur projet rentre dans le cadre de la réalisation d'une tour a usage de bureaux en (R+9+2 Sous-sol) dans la localité de **Bab-ezzouar** pour le compte de l'entreprise de la gestion Aéroportuaire d'Alger EGSA.

La structure sera en charpente métallique contreventée par noyau central en béton armé.

### II. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :

C'est des blocs en (R+9+2 Sous-sol)

\*1<sup>er</sup> & 2<sup>ème</sup> Sous-sol :

- Longueur :  $L_g = 38.40$  m
- Largeur :  $L_{arg} = 33.00$  m
- Hauteur sous-sol :  $H = 2.72$  m

\*R.dh.C & 1<sup>er</sup> étage :

- Longueur :  $L_g = 38.40$  m
- Largeur :  $L_{arg} = 33.00$  m
- Hauteur étage :  $H = 4.08$  m

\*2<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

- Longueur :  $L_g = 28.10$  m
- Largeur :  $L_{arg} = 22.20$  m
- Hauteur RDC :  $H = 3.74$  m

### III. CARACTERISTIQUE MECANIQUE :

#### 1-Matériaux Utilisés :

##### a/. Le Béton :

Le béton sera confectionné suivant une composition établie par le laboratoire. Le ciment utilisé sera de classe CPA 325. Le dosage sera de  $350\text{kg/m}^3$ .

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours sera :  $f_{c28} = 25$  MPa.

\*La résistance caractéristique du béton à la traction est :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

\*Le module de déformation longitudinale instantanée est :  $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$   
à  $j = 28$  jours, on a :  $E_{i28} = 32164.20$  MPa.

\*Le module de déformation longitudinale différée est :  $E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3}$   
à  $j = 28$  jours, on a :  $E_{i28} = 10818.87$  MPa.

\*le coefficient de poisson est :  $\nu = 0.2$  à l'E.L.S ;  $\nu = 0$  à l'E.L.U.

\*la contrainte limite de compression à l'E.L.U est :  $f_{bu} = 0.85 f_{c28}/\gamma_b$

Cas courant :  $\gamma_b = 1.5$   $f_{bu} = 14.17$  MPa.

Cas accidentel :  $\gamma_b = 1.15$   $f_{bu} = 18.48$  MPa.

\*la contrainte admissible en compression à l'E.L.S est :  $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15$  MPa.

##### b/. Les Aciers :

Les aciers utilisés sont les suivants :

- Haute adhérence FeE400 pour les armatures des semelles, des escaliers, des voiles, des armatures longitudinales, des poteaux et des poutres.  $f_e = 400$  MPa

- Rond lisse FeE240 pour les armatures transversales des longrines et poutres  $f_e = 235 \text{ MPa}$ .
- Treillis soudé • 5mm, 150 x 150 pour les dallages et les dalles de compression.
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est :  $E_s = 210000 \text{ MPa}$ .

### Contraintes de calcul à l'E.L.U :

- Cas courant :  $Y_s = 1.15$
- Cas accidentel :  $Y_s = 1$

### Contraintes admissibles à l'E.L.S :

- fissuration peu nuisible : pas de vérification
- fissuration préjudiciable :  $\bullet_{st} = \min (2/3f_e, 150\bullet)$
- fissuration très préjudiciable :  $\bullet_{st} = \min (0.5f_e, 110\bullet)$

Avec n (coefficient de fissuration) égal à 1.6 pour les aciers H.A et Á 1.0 pour les ronds lisses.

c/. Acier de construction :

Les aciers de construction sont des matériaux pratiquement homogènes et isotropes, qui se prêtent bien aux calculs de résistance de matériaux (RDM) fondé sur l'essai fondamental de traction.

### CARACTERISTIQUE PHYSIQUE S :

Le tableau suivant donne quelques caractéristiques générales valables pour tous les aciers de construction

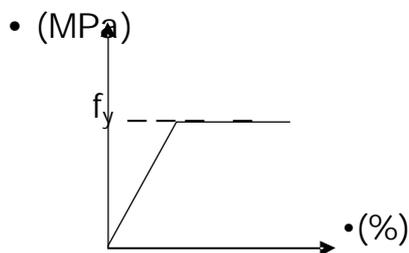
### Caractéristiques physiques des aciers de construction

#### \*Caractéristiques mécaniques :

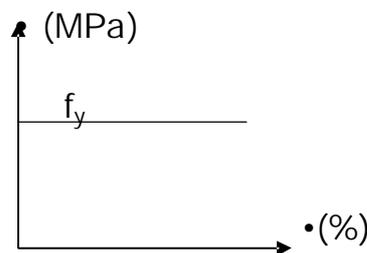
Propriétés physiques	Symbole	Valeurs en unité légales
Masse volumique	$\bullet$	$7850 \text{ kg/m}^3$
Module de Young	$E$	$210\ 000 \text{ MPa}$
Module de coulomb	$G=E/2(1+\bullet)$	$82\ 000 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\bullet = \nu / \bullet_i$	$0.3$
Dilatation linéique (à force constante)	$\bullet_e$	$11 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Capacité thermique (à pression constante)	$C_p$	$470 \text{ J/KgK}$
Capacité thermique (normale à la surface)	$\bullet$	$54 \text{ W/mK}$

#### i) Diagramme contrainte-déformation :

Pour le calcul et la conception, il est admis d'idéaliser la relation existante entre la contrainte et la déformation de l'acier sous les formes suivantes :



1. loi de comportement élasto-plastique



2-loi de comportement fragile

### **Diagramme contrainte – déformation.**

### ii) Choix de la nuance :

La nuance caractérise les performances de résistance suivant les conditions de calcul des sections, on cherchera à obtenir le meilleur rapport qualité/prix en retenant la section dont le coût C.P au mètre est le plus bas, avec : C : coût au kg.

P : poids au mètre.

Les nuances les plus fortes ont un coût au Kg plus élevé, mais nécessitent un poids au mètre moindre. Ainsi, les nuances à haute résistance (E36 par exemple) seront plus avantageuses tant que n'interviendra que la condition de résistance  $\bullet\bullet\bullet_e$ , le coût au Kg augmentant moins vite que la limite d'élasticité.

Dans le cas de composants uniquement soumis à la traction (tirant, suspente), on aura même souvent intérêt à choisir des aciers à très haute résistance, si par contre, interviennent les déformations, soit par une condition d'usage (flèche ou déplacement limité) soit pour éviter les instabilités de flambement ou de voilement, c'est en général la nuance E24, la plus douce qui se trouvera être la plus économique, car le module d'élasticité E qui commande les déformations, est sensiblement le même pour tous les aciers.

Or c'est ce qui arrive le plus souvent pour les composants de bâtiments, ce qui explique que l'acier E24 soit de très loin le plus utilisé dans ces constructions.

Ce pendant, on utilisera des profilés laminés de nuance E24 :  
 $f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 3-Règlements et Unités :

Les règlements utilisés dans la présente note de calcul sont les règles CBA.93 et les règles parasismiques algériennes RPA.99.

Les unités utilisées dans cette note de calcul sont les suivantes :

- \*Mètre (m) pour les dimensions des éléments.
- \*centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h, b, d, c, etc...).
- \*Kilo Newton (kN) pour les charges appliquées (G, Q, S, etc...).
- \*Kilo Newton-mètre (kN.m) pour les moments fléchissant.
- \*centimètre carré ( $\text{cm}^2$ ) pour les sections d'acier.

### VI. COMBINAISON D'ACTION :

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

- G + Q (Etat limite de service)
- 1.35G + 1.5Q (Etat limite ultime en situations durables ou transitoires)
- G + Q ± 1.2E (Etat limite ultime en situations accidentelles)
- 0.8G ± E (Etat limite ultime en situations accidentelles)

Où :

- G = charges permanentes.
- Q = charges d'exploitation.
- E = effet du séisme.

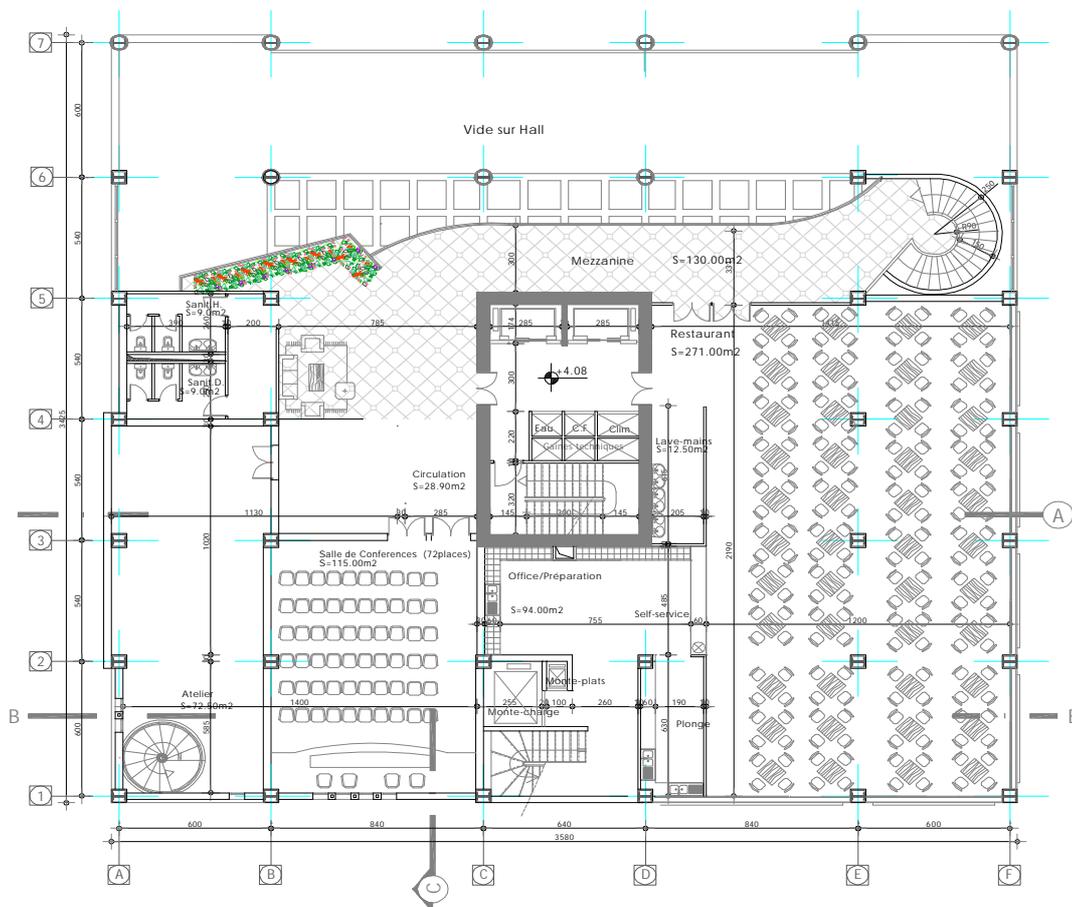
## CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### II.1) Généralités

Pour calculer une structure il faut suivre les étapes suivantes :

#### \*-Architecture

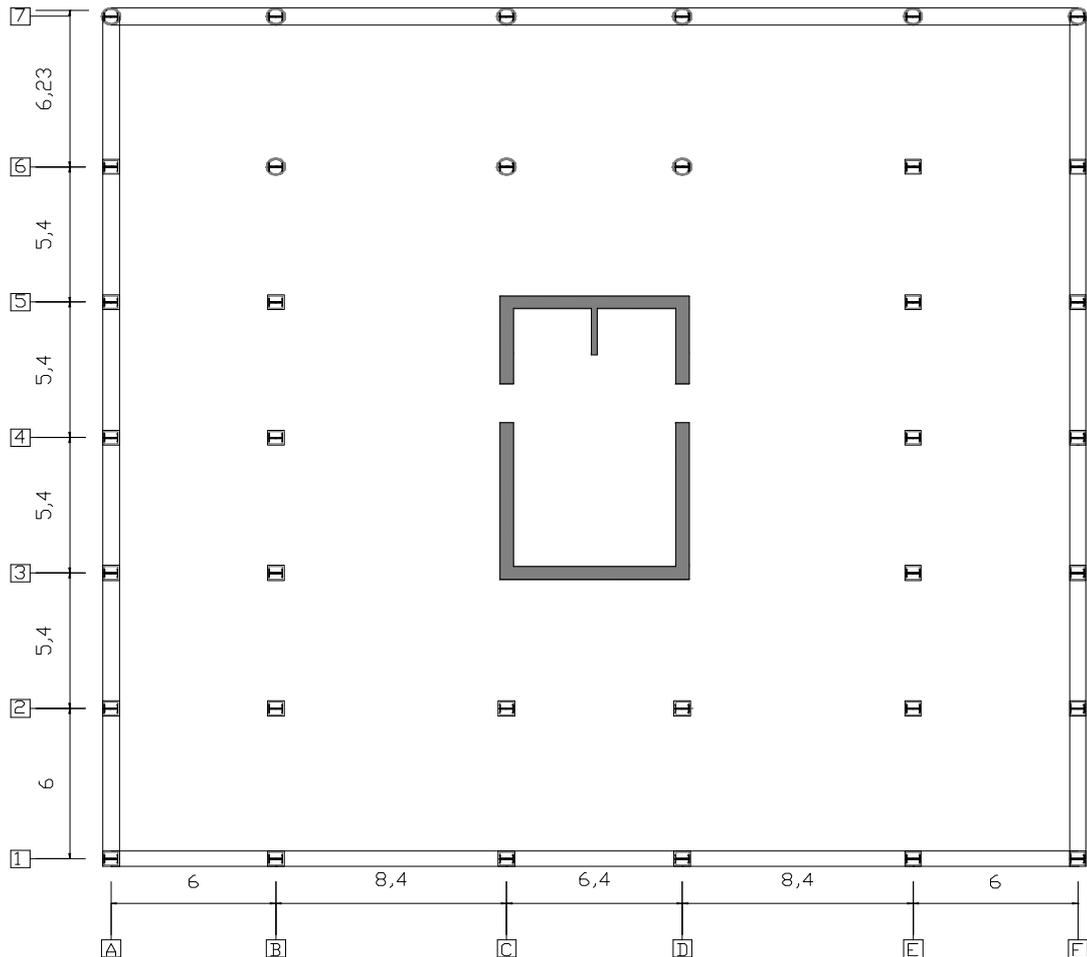
La consultation des plans d'architecture aidera à modéliser la structure porteur et de même établir les plans GENIE CIVIL.



Plan architectural de 1<sup>er</sup> étage

**\*-Géné Civil**

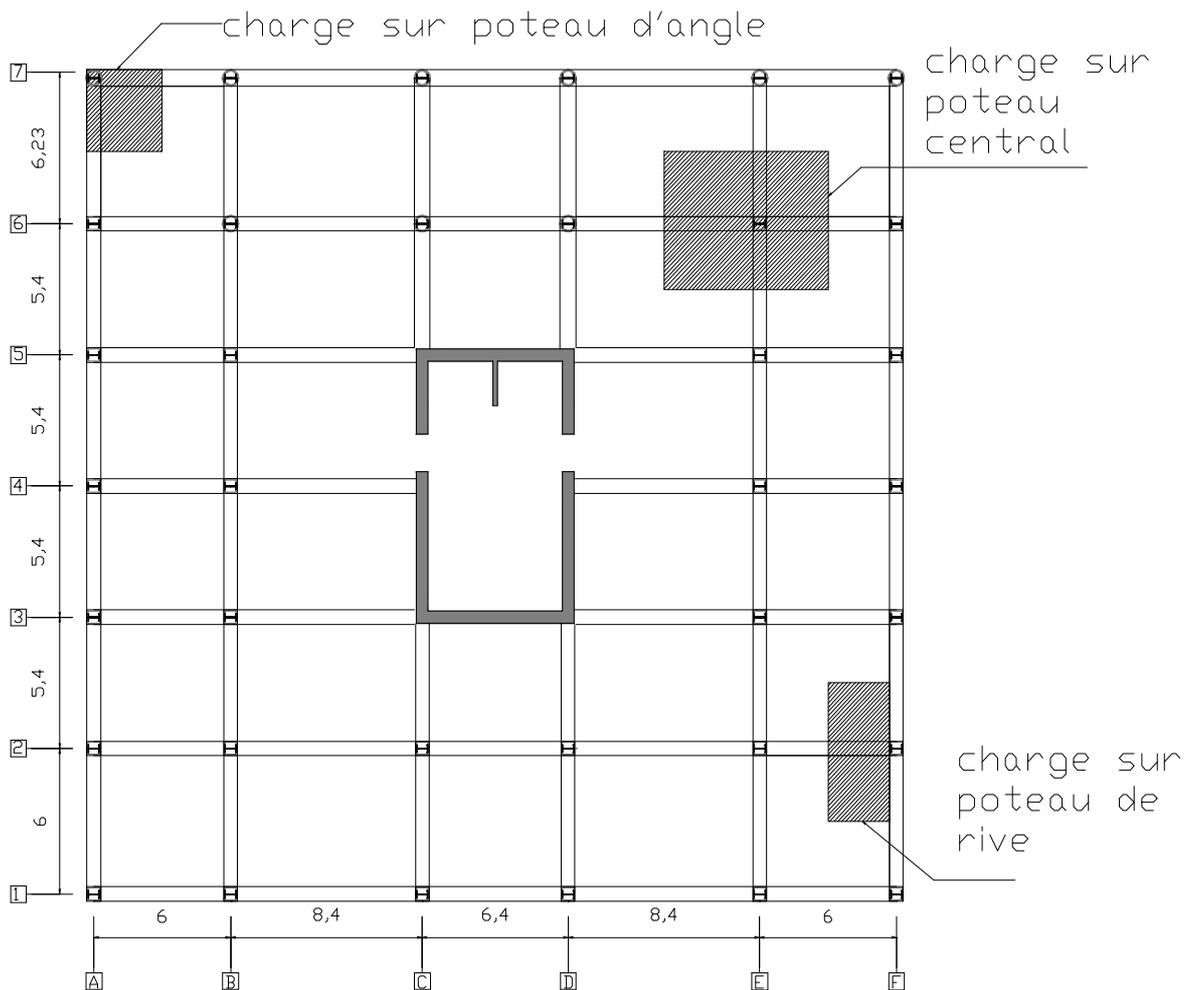
- **Position des poteaux** : d'après le plan architectural on a proposé les positions des poteaux dans la figure ci-dessous :

*repérage des poteaux*

Système de distribution des charges aux poteaux

- poteau d'angle : charge total =  $1/4 S$
- poteau de rive : charge total =  $2/4 S$
- poteau central : charge total =  $4/4 S$

tel que (S) la section chargée entourée par le poteau la figure ci-dessous représente le système de charge

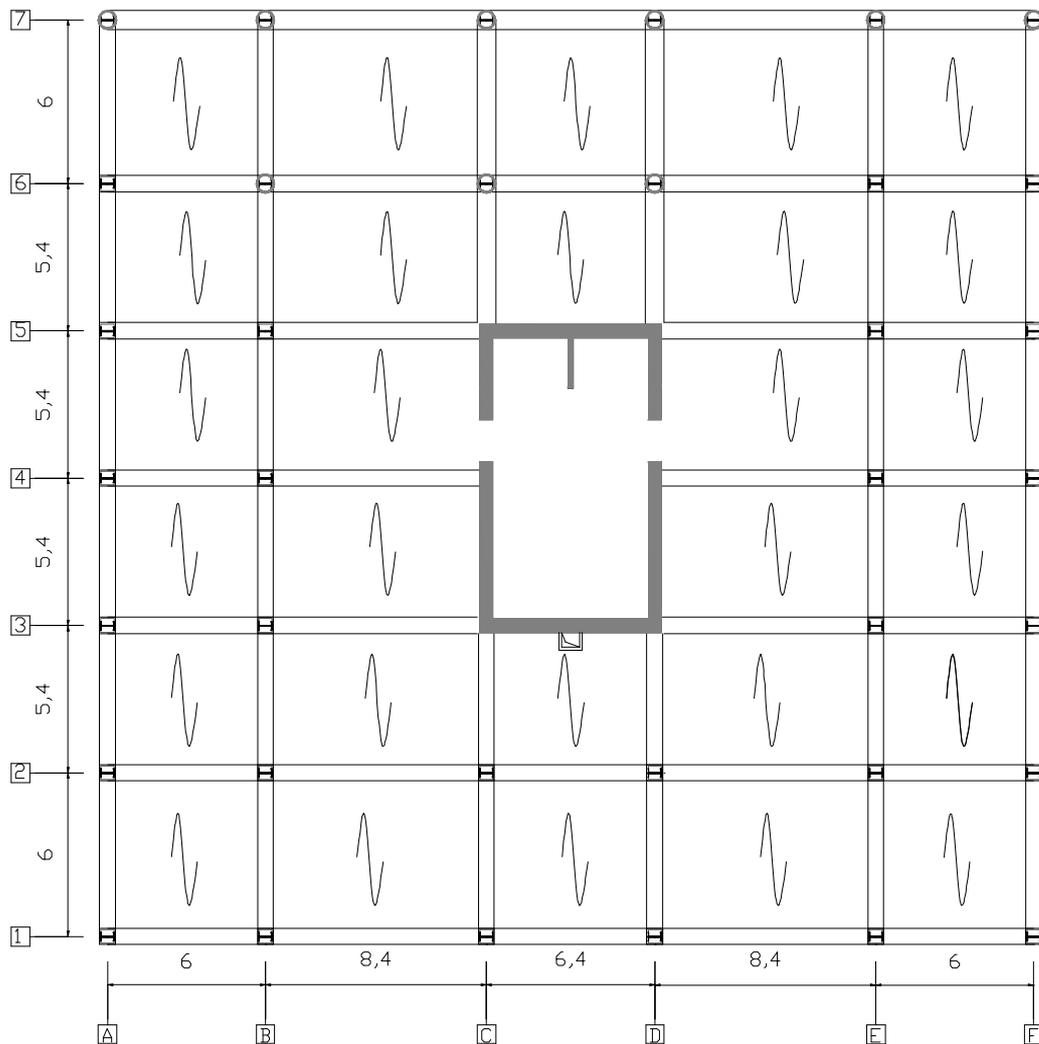


*Système de distribution des charges*

- **Sens porteur et sens non porteur ( chaînage)**

**Sens porteur :** c'est un sens qui représente les poutres de grand portée c'est à dire **les poutres principales**

**Sens non porteur :** c'est le sens qui est perpendiculaire aux sens porteur C' est à dire la portée la plus petite qui représente **les poutrelles (poutres secondaires, solives)** voir la figure ci-dessous



*Sens porteur et sens non porteur*

## **II.2) Introduction**

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

## **II.3) Charges et surcharges**

### **3.1) Charges permanentes**

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

### **3.2) Charges variables**

Les actions variables  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

### **3.3) Charges d'exploitations**

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

## **II.4) Charges climatiques**

### **4.1) L'effet du vent**

#### **Introduction**

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et de la pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces d'équilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui par ailleurs conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure

Les estimations de l'effet du vent se feront on appliquant le règlement Neige et Vent « **RNV 99** ».

### **4.2) Effet de la neige:**

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNV99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**.

#### **a/. Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

\* Charge permanente :

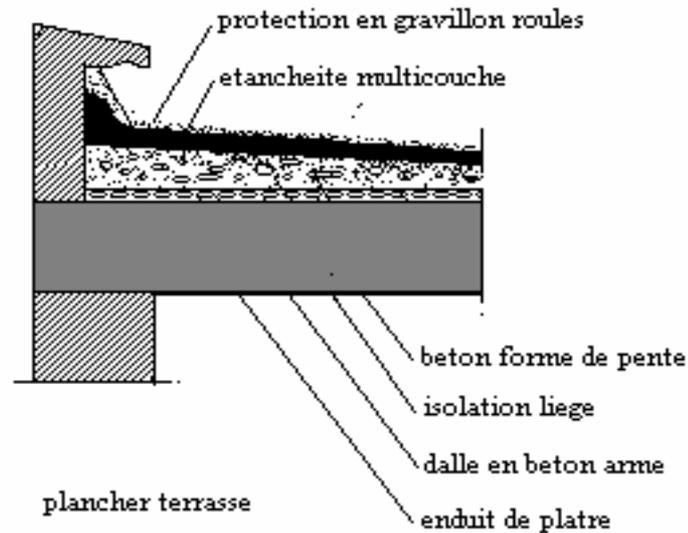
1. protection gravillon (4cm).....	68 daN/m <sup>2</sup>
2. étanchéité multicouche (2cm).....	12 daN/m <sup>2</sup>
3. forme de pente (1.5%).....	198 daN/m <sup>2</sup>
4. isolation thermique (4cm).....	16 daN/m <sup>2</sup>
5. dalle en béton armé (10m).....	400 daN/m <sup>2</sup>
6. tole profilée.....	10 x 10 <sup>4</sup> daN/m <sup>2</sup>
7. faux plafond.....	9 daN/m <sup>2</sup>

---


$$G = 654 \text{ daN/m}^2$$

\* Charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$



#### b/. Plancher étage :

\* Charge permanente :

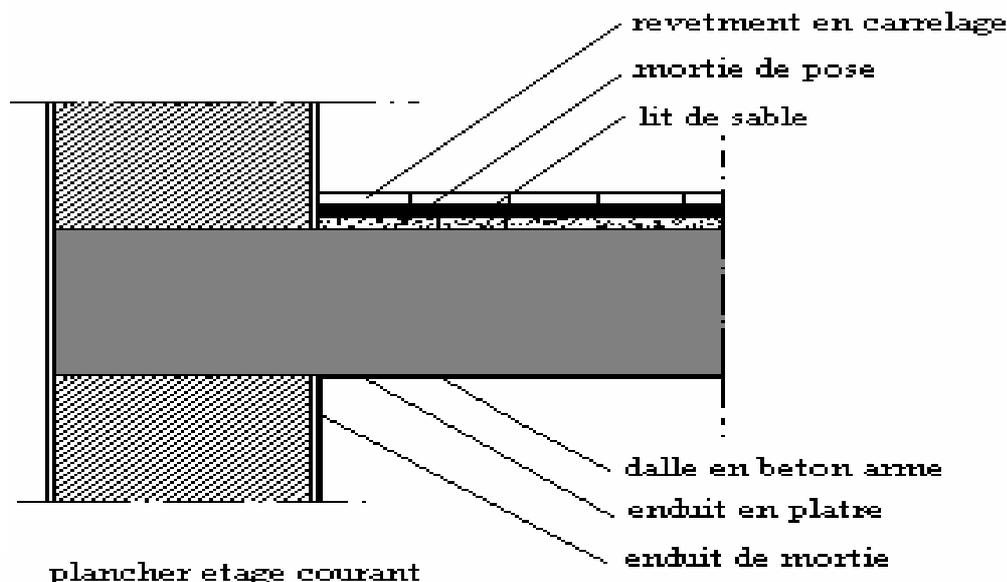
1. Carrelage (1.5cm).....	44 daN /m <sup>2</sup>
2. Mortier de pose (1.5cm).....	30 daN /m <sup>2</sup>
3. Lit de sable (2cm).....	34 daN /m <sup>2</sup>
4. Dalle en béton armé (10cm).....	400 daN/m <sup>2</sup>
5. Tôle profilée.....	10 x 10 <sup>4</sup> daN/m <sup>2</sup>
6. distribution cloisons.....	100daN /m <sup>2</sup>

---


$$G = 616 \text{ daN /m}^2$$

\* Charge d'exploitation :

Bureaux.....	Q = 250 daN/m <sup>2</sup>
Habitations.....	Q = 150 daN/m <sup>2</sup>
Restaurants.....	Q = 350 daN/m <sup>2</sup>
Hall de réception.....	Q = 250 daN/m <sup>2</sup>
Circulation escaliers.....	Q = 250daN/m <sup>2</sup>
Cuisine.....	Q = 350 daN/m <sup>2</sup>



### c/. Plancher parking :

#### \* **Charge permanente :**

- |                                    |   |
|------------------------------------|---|
| 1. chape de ciment.....            | 200 daN/m <sup>2</sup>                  |
| 2. dalle en béton armé (15cm)..... | 385 daN /m <sup>2</sup>                 |
| 3. Tole profilée.....              | 10 x 10 <sup>4</sup> daN/m <sup>2</sup> |
| 4. Distribution cloisons.....      | 100 daN /m <sup>2</sup>                 |

---


$$G = 685 \text{ daN/m}^2$$

#### \* **Charge d'exploitation :**

Parkings.....Q = 455 daN/m<sup>2</sup>

La construction faite partie des ouvrages type garages et parcs de stationnement de voitures légères à l'exclusion des ateliers d'entretien et de répartition.

Le D.T.R.B.C.2.2 fixe une valeur de charges d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  qui tient compte des effets dynamiques dus aux déplacements des véhicules. Néanmoins il faut considérer le phénomène d'amplification dynamique qui est lié à la période propre de l'ouvrage.

#### Les façades :

##### Charge permanente

Enduit plâtre.....	1.0 daN /m <sup>2</sup>
Enduit ciment.....	2.0 daN /m <sup>2</sup>
Brique creuse 10cm.....	9.0 daN /m <sup>2</sup>

---


$$G_{\text{faç}} = 12.0 \text{ daN/m}^2$$

**Acrotère :**Charge permanente

Enduit ciment sur le deux faces-----	4.0 daN /m <sup>2</sup>
Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons) -----	9.0daN/m <sup>2</sup>

---


$$G_{acr}=13.0 \text{ daN /ml}$$

**Escalier :**Charge permanente

Tôle striée (e=5mm) -----	45 daN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose -----	40 daN /m <sup>2</sup>
Revêtement carrelage-----	40 daN /m <sup>2</sup>

---


$$G_{esc}=125 \text{ daN /m}^2$$

Charge d'exploitation

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

Les tableaux suivants représentent les résultats de la descente des charges pour les éléments de la structure.

**Tableau I :** les résultats de la descente des charges pour les poteaux

**Tableau II :** les résultats de la descente des charges pour les poutres principale

**Tableau III:** les résultats de la descente des charges pour les poutres secondaires

poids par 1m2	Type de poteau	Nombre	G	<b>G'(kn/m2)</b>	Q(Kn/m2)	Surface	1.35Nq+1.5Ng(kn)	charge fin
<b>lancher terrasse</b>								
		<b>1</b>						
	D rive		6.54	7.194	1	22.68	254.285892	<b>254.2859</b>
	d'angle		6.54	7.194	1	11.34	127.142946	127.1429
<b>Plancher Etage courant</b>								
Bureau		<b>6</b>						
	D rive		6	6.6	2.5	22.68	287.1288	<b>2060.067</b>
	d'angle		6	6.6	2.5	11.34	143.5644	1030.034
Habitation		<b>1</b>						
	D rive		6	6.6	1.5	22.68	253.1088	
	d'angle		6	6.6	1.5	11.34	126.5544	
<b>Plancher Etage modifier</b>								
Restt/haull de Rec		<b>1</b>						
	D rive		6	6.6	3.5	17.3	244.968	2259.623
	d'angle		6	6.6	3.5	9	127.44	1133.849
	central		6	6.6	3.5	41.04	581.1264	<b>4201.138</b>
<b>Plancher RDC</b>								
		<b>1</b>						
	D rive		6	6.6	3.5	17.3	244.968	2459.178
	d'angle		6	6.6	3.5	9	127.44	1237.664
	central		6	6.6	3.5	41.04	581.1264	<b>4674.534</b>
<b>Plancher Sou sol</b>								
		<b>2</b>						
	D rive		6.85	7.535	4.55	17.3	294.052425	2694.195
	d'angle		6.85	7.535	4.55	9	152.97525	1359.926
	central		6.85	7.535	4.55	41.04	697.56714	<b>5232.052</b>

**Tableau I**

pois par 1m2	Type de PTR	Nombre	G	G'	Q	S	G(kn/ml)	Q(kn/ml)	Nu(ser)	Nu(ult)
<b>terrasse</b>										
	<b>PTR(rive)</b>	<b>axe1</b>	6.54	6.87	1	12.4	10.1168929	1.472619	11.5895	15.8667
			6.54	6.87	1	6.93	7.43892188	1.082813	8.52173	11.6668
	<b>PTR(centre)</b>	<b>axe3</b>	6.54	6.87	1	12.4	10.1168929	1.472619	11.5895	15.8667
<b>Etage courant</b>										
<b>Bureau</b>	<b>PTR(rive)</b>	<b>axe1</b>	6	6.6	2.5	12.4	9.71928571	3.681548	13.4008	18.6434
			6	6.6	2.5	6.93	7.1465625	2.707031	9.85359	13.7084
<b>Habitation</b>	<b>PTR(centre)</b>	<b>axe3</b>	6	6.6	2.5	24.7	19.4385714	7.363095	26.8017	37.2867
	<b>PTR(rive)</b>	<b>axe1</b>	6	6.6	1.5	12.4	9.71928571	2.208929	11.9282	16.4344
			6	6.6	1.5	6.93	7.1465625	1.624219	8.77078	12.0842
	<b>PTR(centre)</b>	<b>axe3</b>	6	6.6	1.5	24.7	19.4385714	4.417857	23.8564	32.8689
<b>1er étage /RDC</b>										
<b>Restt/haull</b>	<b>PTR(rive)</b>	<b>axe1</b>	6	6.6	3.5	5.27	5.797	3.074167	8.87117	12.4372
			6	6.6	3.5	12.5	9.79785714	5.195833	14.9937	21.0209
			6	6.6	3.5	6.47	6.6721875	3.538281	10.2105	14.3149
	<b>PTR(centre)</b>	<b>axe2</b>	6	6.6	3.5	9.63	10.593	5.6175	16.2105	22.7268
			6	6.6	3.5	24.8	19.5171429	10.35	29.8671	41.8731
			6	6.6	3.5	13.4	13.86	7.35	21.21	29.736
		<b>axe4</b>	6	6.6	3.5	8.73	9.603	5.0925	14.6955	20.6028
			6	6.6	3.5	24.7	19.4385714	10.30833	29.7469	41.7046
<b>Plancher Sou sol</b>										
<b>parking</b>	<b>PTR(rive)</b>	<b>axe1</b>	6.85	7.54	4.55	5.27	6.61824167	3.996417	10.6147	14.9293
			6.85	7.54	4.55	12.5	11.1858869	6.754583	17.9405	25.2328
			6.85	7.54	4.55	6.47	7.61741406	4.599766	12.2172	17.1832
	<b>PTR(centre)</b>	<b>axe2</b>	6.85	7.54	4.55	9.63	12.093675	7.30275	19.3964	27.2806
			6.85	7.54	4.55	24.8	22.2820714	13.455	35.7371	50.2633
			6.85	7.54	4.55	13.4	15.8235	9.555	25.3785	35.6942
		<b>axe4</b>	6.85	7.54	4.55	8.73	10.963425	6.62025	17.5837	24.731
			6.85	7.54	4.55	24.7	22.192369	13.40083	35.5932	50.0609

Tableau II

1m2	poids par	Type de CHN	Nombre	G	G'(kn/m2)	Q(Kn/m2)	Surface	G(kn/ml)	Q(kn/ml)	Nu(ser)	Nu(ult)	
<b>terrasse</b>												
		CHN(rive)	axeB	6.54	6.87	1	4.32	5.496	0.8	6.296	8.62	
		CHN(centre)	axeD	6.54	6.87	1	8.64	10.992	1.6	12.592	17.24	
<b>Etage courant</b>												
	<b>Bureau</b>	CHN(rive)	axeB	6	6.6	2.5	4.32	5.28	2	7.28	10.13	
	<b>Habitation</b>	CHN(centre)	axeD	6	6.6	2.5	8.64	10.56	4	14.56	20.26	
		CHN(rive)	axeB	6	6.6	1.5	4.32	5.28	1.2	6.48	8.928	
		CHN(centre)	axeD	6	6.6	1.5	8.64	10.56	2.4	12.96	17.86	
<b>1er étage /RDC</b>												
	<b>Restt/haull</b>	CHN(rive)	axeA	6	6.6	3.5	4.8	5.28	2.8	8.08	11.33	
				6	6.6	3.5	4.32	5.28	2.8	8.08	11.33	
		CHN(centre)	axeB	6	6.6	3.5	9.6	10.56	5.6	16.16	22.66	
				6	6.6	3.5	8.64	10.56	5.6	16.16	22.66	
				axeC	6	6.6	3.5	9.6	10.56	5.6	16.16	22.66
					6	6.6	3.5	8.64	10.56	5.6	16.16	22.66
<b>Sou sol</b>												
	<b>parking</b>	CHN(rive)	axeA	6.85	7.54	4.55	4.8	6.028	3.64	9.668	13.6	
				6.85	7.54	4.55	4.32	6.028	3.64	9.668	13.6	
		CHN(centre)	axeB	6.85	7.54	4.55	9.6	12.056	7.28	19.336	27.2	
				6.85	7.54	4.55	8.64	12.056	7.28	19.336	27.2	
				axeC	6.85	7.54	4.55	9.6	12.056	7.28	19.336	27.2
					6.85	7.54	4.55	8.64	12.056	7.28	19.336	27.2

Tableau III

## II.5) Etude au vent

### 5.1) Quelques notations

**R** : la force résultante

**F<sub>w</sub>** : force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.

**F<sub>u</sub>** : force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture .

**q<sub>j</sub>**: pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface 'J'

**S<sub>j</sub>**: l'aire de l'élément de surface j.

**F<sub>frj</sub>** : les forces de frottements éventuels

**C<sub>d</sub>** : coefficient dynamique de la construction

**W(z<sub>j</sub>)** : pression nette de l'élément de surface 'J' calculé à la hauteur relative de ce même élément.

**q<sub>dyn</sub>** : pression dynamique du vent

**C<sub>pe</sub>** : coefficient de pression extérieur

**C<sub>pi</sub>** : coefficient de pression intérieur

**q<sub>ref</sub>** : pression dynamique de référence pour construction permanente

**q<sub>tem</sub>** : pression dynamique de référence pour construction temporelle

**C<sub>e</sub>** : coefficient d'exposition au vent

**Z<sub>j</sub>** : distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement

**C<sub>r</sub>** : coefficient de rugosité

**C<sub>t</sub>** : coefficient de topographie

**g** : facteur de pointe

**I<sub>v</sub>** : intensité de la turbulence

**Z** : hauteur considérée

**K<sub>t</sub>** : facteur de terrain

**C<sub>pe;1</sub>** : coefficient de pression correspondant à 1m<sup>2</sup>

**C<sub>pi;10</sub>** : coefficient de pression correspondant à 10m<sup>2</sup>

**S** : surface charger de la paroi considérée

### 5.2) les calculs :

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

La force résultante R est donnée par la formule suivante

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

#### a) les données relatives au site

-le site est plat : **C<sub>t</sub>=1** (tabl. 2.5).

-l'ouvrage situe en bord de mer implique que la zone de vent est • (tab2.4)

$$\begin{array}{ll} \mathbf{K_t=0.17} & \mathbf{Z_{min}=2m} \\ \mathbf{Z_0=0.01 m} & \mathbf{\bullet=0.13} \end{array}$$

-zone • : **q<sub>ref</sub>=37,5 daN/m<sup>2</sup>** (tab2.4)

**q<sub>tem</sub>=27,0 daN/m<sup>2</sup>**

#### b) détermination du coefficient dynamique C<sub>d</sub> :

On utilise l'abaque (fig3.3) pour déterminer le coefficient dynamique **C<sub>d</sub>** pour les structures métalliques

• Direction **v1** la lecture pour h=38.08m et b=33.00 m donne **C<sub>d</sub>=0.93**

- Direction **v2** la lecture pour  $h=38.08\text{m}$  et  $b=38.40\text{m}$  donne  $C_d=0.91$

### **C) calcul de pression**

#### **Détermination de la pression due au vent**

Notre structure est de catégorie • (**chap. 2 §1.1.3**), donc la pression due au vent sera calculée par la formule

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{chap. 2 ; 2.1})$$

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

#### **Détermination de la pression dynamique**

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface  $j$  horizontaux,

La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  élément de surface de hauteur égale  $h_i$ ,  $n$  est donnée par la formule suivante :

$$n = \lceil H/3 \rceil = \lceil 38.08/3 \rceil = 12 \quad (\text{\$3.1.1})$$

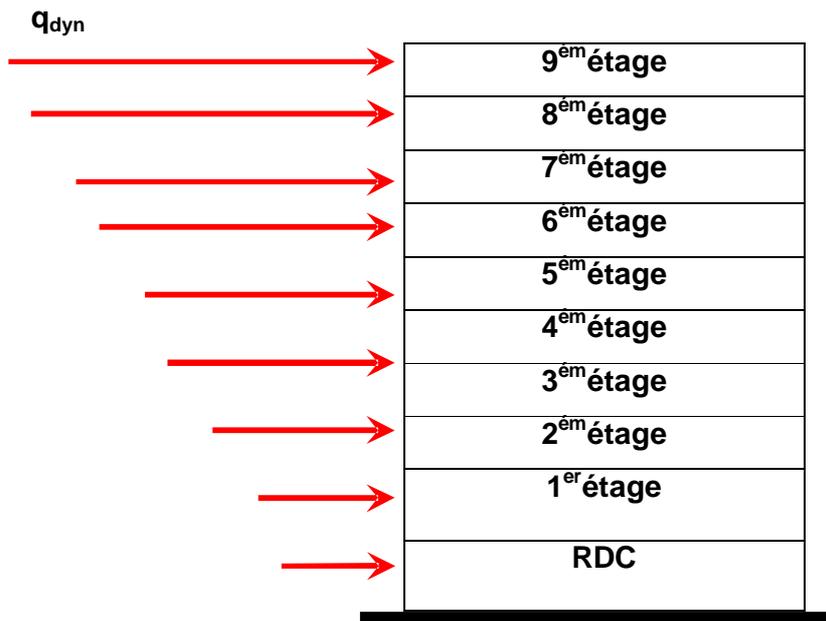
$$h_i = \lceil H/n \rceil = \lceil 38.08/12 \rceil = 3$$

La structure est permanente  $q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j)$  (**chap2 ; 2.12**)

$$q_{\text{réf}} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

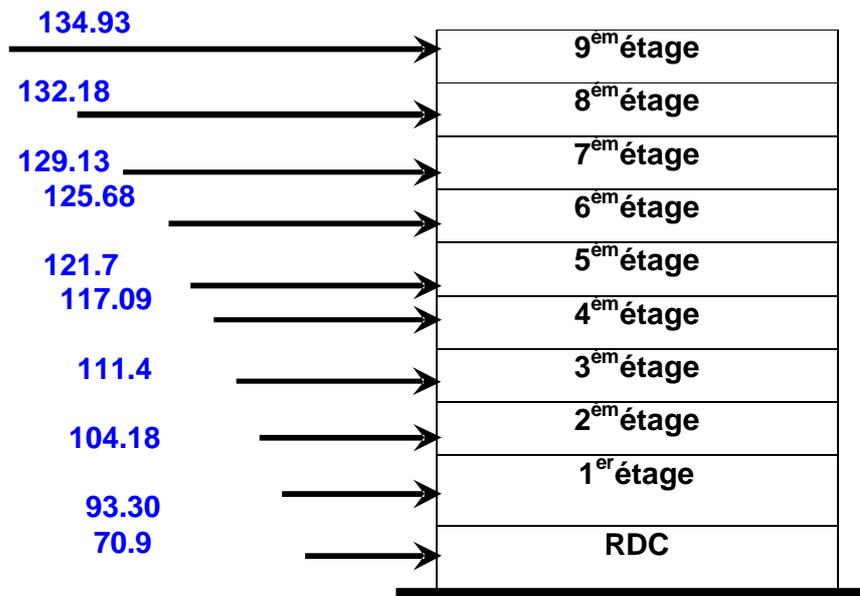
$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln(z/z_0) & \text{pour } Z_{\text{min}} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{\text{min}}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{\text{min}} \end{cases}$$



pression dynamique  $q_{\text{dyn}}$

niveau	h (m)	Z (m)	Kt	Z0	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>ref</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	<b>4.09</b>	<b>2.04</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>0.9</b>	<b>1</b>	<b>1.89</b>	<b>37.5</b>	<b>70.9956</b>
<b>1er étage</b>	<b>4.08</b>	<b>6.12</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.09</b>	<b>1</b>	<b>2.49</b>	<b>37.5</b>	<b>93.3017</b>
<b>2em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>10.03</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.17</b>	<b>1</b>	<b>2.78</b>	<b>37.5</b>	<b>104.185</b>
<b>3em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>13.77</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.23</b>	<b>1</b>	<b>2.97</b>	<b>37.5</b>	<b>111.445</b>
<b>4em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>17.51</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.27</b>	<b>1</b>	<b>3.12</b>	<b>37.5</b>	<b>117.095</b>
<b>5em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>21.25</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.3</b>	<b>1</b>	<b>3.25</b>	<b>37.5</b>	<b>121.737</b>
<b>6em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>24.99</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.33</b>	<b>1</b>	<b>3.35</b>	<b>37.5</b>	<b>125.688</b>
<b>7em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>28.73</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.35</b>	<b>1</b>	<b>3.44</b>	<b>37.5</b>	<b>129.132</b>
<b>8em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>32.47</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.37</b>	<b>1</b>	<b>3.53</b>	<b>37.5</b>	<b>132.189</b>
<b>9em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>36.21</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.39</b>	<b>1</b>	<b>3.6</b>	<b>37.5</b>	<b>134.939</b>

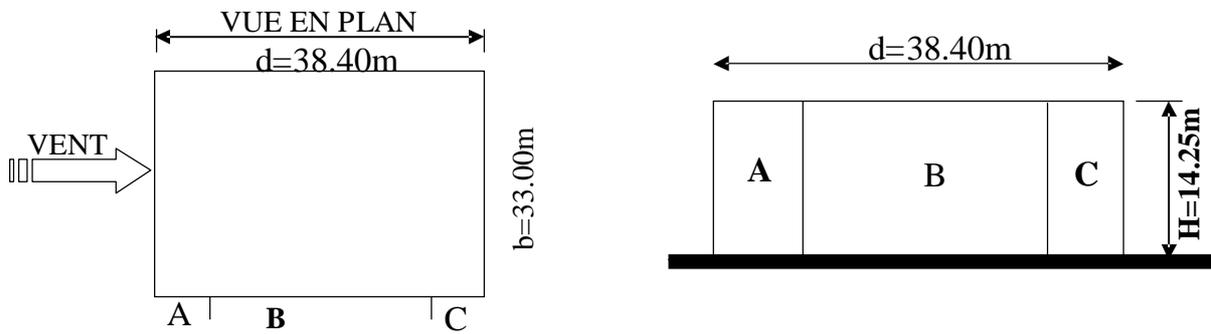


### C.1) Direction V1 du vent

Coefficient de pression extérieur

Parois verticales

Pour le calcul des valeurs de C<sub>pe</sub> on se réfère au (§1.1.2) dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous



**- légende pour les parois verticales**

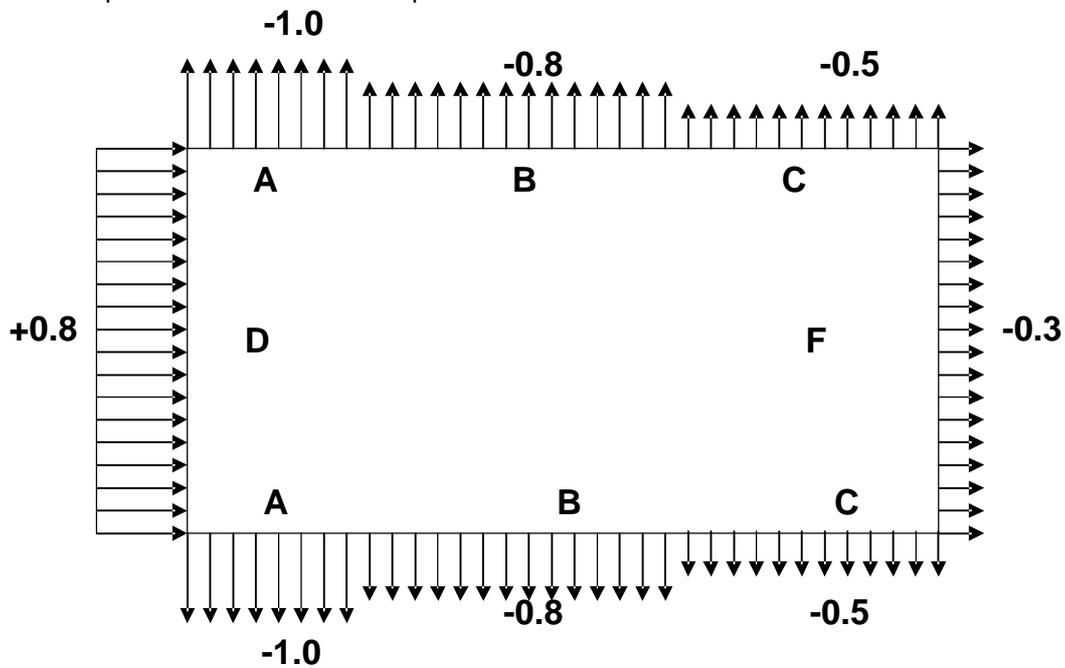
La surface chargée de la paroi considérée  $S > 10 \text{ m}^2$

Selon la formule (5.1)  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Donc d'après le tableau (5.1) on a :

Zone A :  $C_{pe} = -1.0$  ; zone C :  $C_{pe} = -0.5$  ; zone E :  $C_{pe} = -0.3$

Zone B :  $C_{pe} = -0.8$  ; zone D :  $C_{pe} = +0.8$

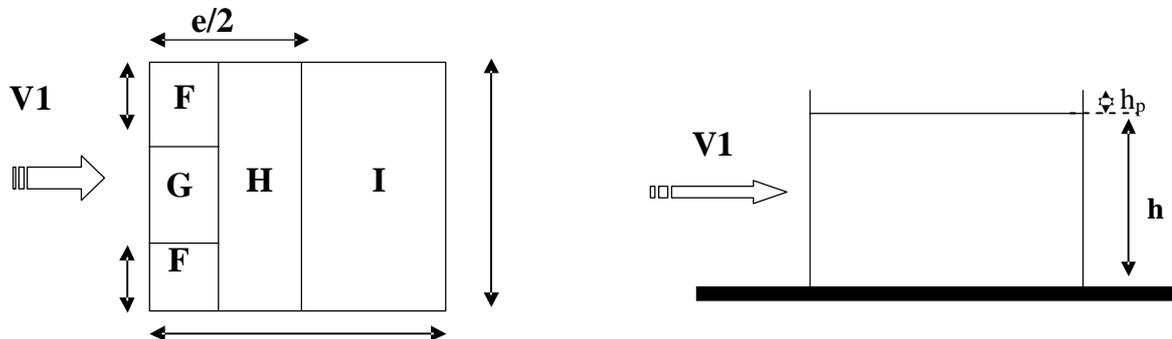


valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

**Terrasse**

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 1.4 \text{ m}$  nous avons une toiture plate

Selon (§1.1.5chap5)  $e = \min(b, 2h) = 22.2$

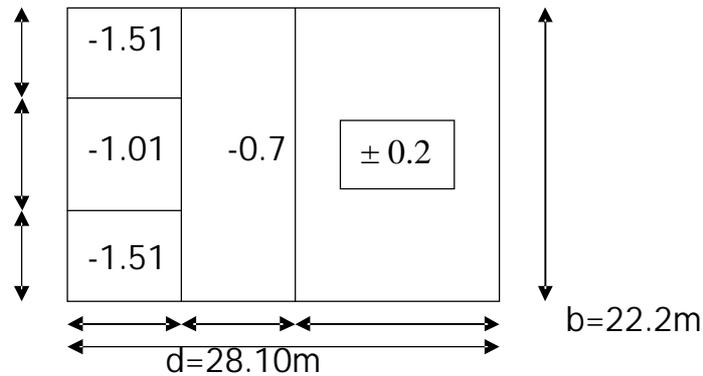


D'après le tableau (5.2 ; chap5) on a :  $h_p / h = 0.036$

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h=0.025$  ;  $h_p/h=0.05$

Zone F :  $C_{pe10} = -1.51$  ; Zone G :  $C_{pe10} = -1.01$  ; Zone H :  $C_{pe10} = -0,7$  ; Zone I :

$C_{pe10} = \pm 0,2$ .



**valeur de  $C_p$  pour la terrasse**

Pour  $C_{pi1}, C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont 0.8 et -0.5

Coefficient de pression interne  $C_{pi}$  :

D'après le paragraphe (§2.2.2 RNVA99)

### RDC

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-118.8	-33
B	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-105.6	-19.8
C	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-85.83	0
D	0.93	70.99	0.8	0.8	-1	0	85.83
E	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-105.6	-19.8

### 1<sup>er</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-156.2	-43.4
B	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-138.8	-26
C	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-112.8	0
D	0.93	93.3	0.8	0.8	-1	0	112.8
E	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-138.8	-26

### 2<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-174.4	-48.4
B	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-155	-29.1
C	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-126	0
D	0.93	104.18	0.8	0.8	-1	0	126
E	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-155	-29.1

**3<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-186.6	-51.8
B	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-165.8	-31.1
C	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-134.7	0
D	0.93	111.44	0.8	0.8	-1	0	134.7
E	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-165.8	-31.1

**4<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-196	-54.4
B	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-174.2	-32.7
C	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-141.6	0
D	0.93	117.09	0.8	0.8	-1	0	141.6
E	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-174.2	-32.7

**5<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-203.8	-56.6
B	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-181.1	-34
C	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-147.2	0
D	0.93	121.74	0.8	0.8	-1	0	147.2
E	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-181.1	-34

**6<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-210.4	-58.4
B	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-187	-35.1
C	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-151.9	0
D	0.93	125.68	0.8	0.8	-1	0	151.9
E	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-187	-35.1

**7<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-216.2	-60
B	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-192.1	-36
C	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-156.1	0
D	0.93	129.13	0.8	0.8	-1	0	156.1
E	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-192.1	-36

**8<sup>ém</sup> étage**

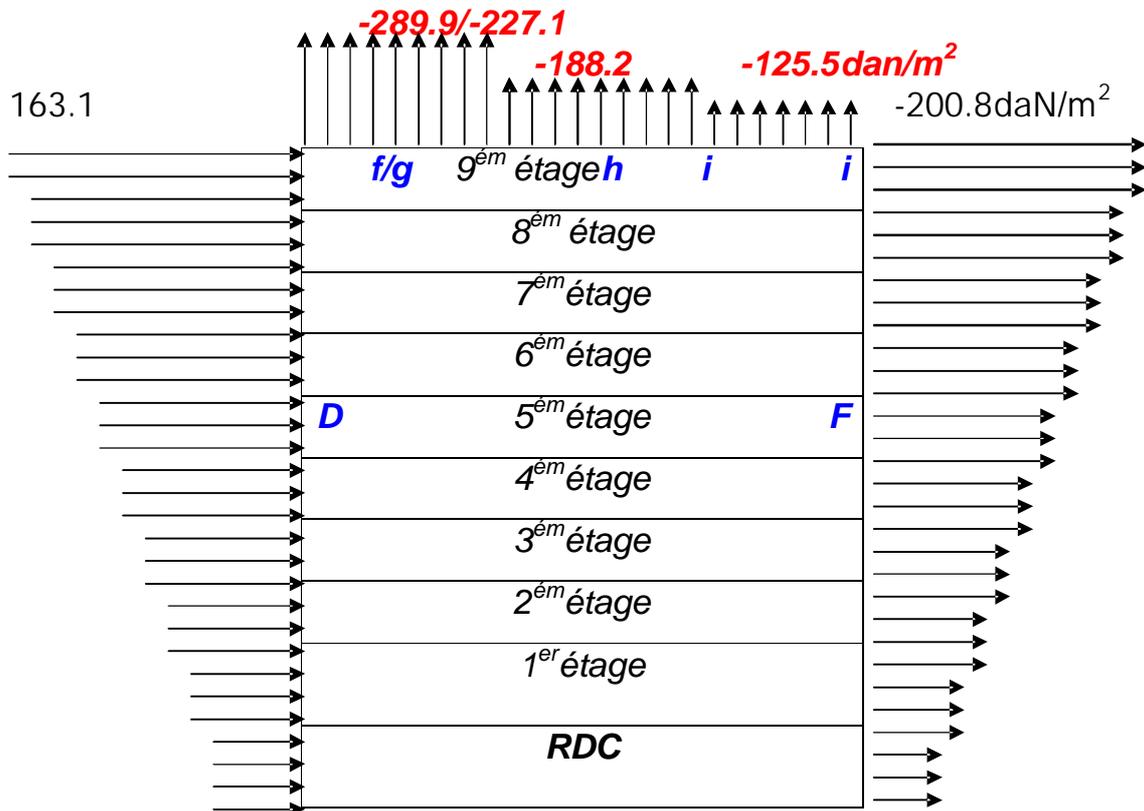
zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-221.3	-61.5
B	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-196.7	-36.9
C	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-159.8	0
D	0.93	132.18	0.8	0.8	-1	0	159.8
E	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-196.7	-36.9

**9<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-225.9	-62.7
B	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-200.8	-37.6
C	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-163.1	0
D	0.93	134.93	0.8	0.8	-1	0	163.1
E	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-200.8	-37.6

**Toiture**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
f	0.93	134.93	-2	0.8	-1	-289.9	-127
g	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-227.1	-64
h	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-188.2	-25.1
i	0.93	134.93	-0	0.8	-1	-125.5	37.65
	0.93	134.93	0.2	0.8	-1	-75.29	87.84



Calcul de la force de frottement

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ] \quad (2.8 ; \text{chap2})$$

$z_j$  : la hauteur du centre de l'élément j

$S_{fr}$  : l'aire de l'élément j

$C_{fr}$  : le coefficient de frottement de l'élément de surface j.  $C_{fr}=0.01$  (tab2.1 ; cha2)

### Les parois verticales

#### Toiture

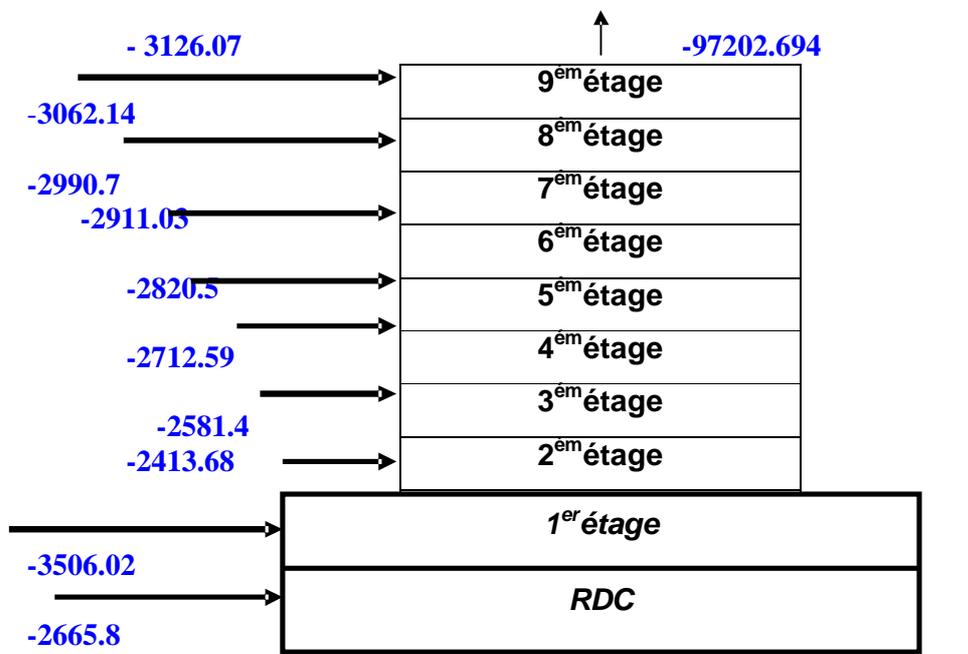
$$F_{fr}=1283.52 \text{ daN}$$

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ] \quad F_{fr}=847.78 \text{ d}$$

zone	niveau	S	q <sub>j</sub>	F <sub>fr</sub> (daN)	F <sub>w</sub> (daN)	F <sub>u</sub> (daN)
	RDC	134.64	85.83	<b>1031.87</b>	11556.151	0
	1 <sup>ère</sup> étage	134.64	112.79	<b>1031.87</b>	15186.046	0
D	2 <sup>ère</sup> étage	83.03	125.95	<b>1031.87</b>	10457.629	0
	3 <sup>ère</sup> étage	83.03	134.73	<b>1031.87</b>	11186.632	0
	4 <sup>ère</sup> étage	83.03	141.56	<b>1031.87</b>	11753.727	0
	5 <sup>ère</sup> étage	83.03	147.18	<b>1031.87</b>	12220.355	0
	6 <sup>ère</sup> étage	83.03	151.95	<b>1031.87</b>	12616.409	0
	7 <sup>ère</sup> étage	83.03	156.12	<b>1031.87</b>	12962.644	0
	8 <sup>ère</sup> étage	83.03	159.8	<b>1031.87</b>	13268.194	0
	9 <sup>ère</sup> étage	83.03	163.12	<b>1031.87</b>	13543.854	0
	RDC	134.64	-105.63	<b>1031.87</b>	*14222.023	0
	1 <sup>ère</sup> étage	134.64	-138.83	<b>1031.87</b>	-18692.071	0
E	2 <sup>ère</sup> étage	83.03	-155.02	<b>1031.87</b>	-12871.311	0
	3 <sup>ère</sup> étage	83.03	-165.82	<b>1031.87</b>	-13768.035	0
	4 <sup>ère</sup> étage	83.03	-174.23	<b>1031.87</b>	-14466.317	0
	5 <sup>ère</sup> étage	83.03	-181.15	<b>1031.87</b>	-15040.885	0
	6 <sup>ère</sup> étage	83.03	-187.01	<b>1031.87</b>	-15527.44	0
	7 <sup>ère</sup> étage	83.03	-192.14	<b>1031.87</b>	-15953.384	0
	8 <sup>ère</sup> étage	83.03	-196.68	<b>1031.87</b>	-16330.34	0
	9 <sup>ère</sup> étage	83.03	-200.77	<b>1031.87</b>	-16669.933	0
F	Toiture	24.64	-289.87	<b>847.78</b>	00.00	-7142.3968
G	Toiture	24.64	-227.13	<b>847.78</b>	00.00	-5596.4832
H	Toiture	197.14	-188.23	<b>847.78</b>	00.00	-37107.662
I	Toiture	377.4	-125.48	<b>847.78</b>	00.00	-47356.152

**Action d'ensemble :**

Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
RDC	-2665.872	-97202.694
1 <sup>ère</sup> étage	-3506.0256	
2 <sup>ère</sup> étage	-2413.6821	
3 <sup>ère</sup> étage	-2581.4027	
4 <sup>ère</sup> étage	-2712.5901	
5 <sup>ère</sup> étage	-2820.5291	
6 <sup>ère</sup> étage	-2911.0318	
7 <sup>ère</sup> étage	-2990.7406	
8 <sup>ère</sup> étage	-3062.1464	
9 <sup>ère</sup> étage	-3126.0795	

**Action d'ensemble**

Il faut tenir compte d'une certaine excentricité de la composante horizontale

$$e = \pm b/10 = \pm 10.8/10 = 1.08\text{m}$$

**C.2) Direction du vent V2 :**

Mêmes étapes tel que la direction V1 sauf qu'on fait un changement des dimensions.

**a. parois verticales**

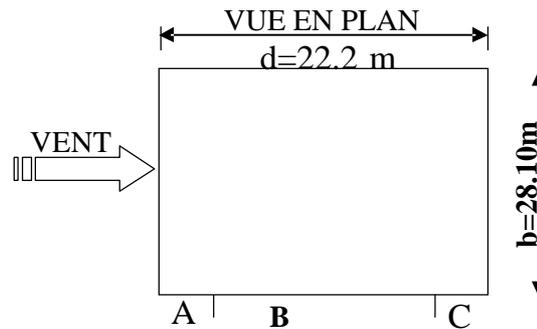
La surface charger de la paroi considérée  $S = 159.52\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

La lecture donnera pour  $h = 38.08\text{m}$  et  $b = 28.10\text{m}$  donne  $C_d = 0.91$

$$e = \min(b, 2h) = 28.10\text{m}$$

Zone F :  $C_{pe10} = -1.51$  ; Zone G :  $C_{pe10} = -1.01$  ; Zone H :  $C_{pe10} = -0,7$  ; Zone I :

$$C_{pe10} = \pm 0,2.$$



**RDC**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-116.3	-32.3
B	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-103.4	-19.4
C	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-83.98	0
D	0.91	70.99	0.8	0.8	-1	0	83.98
E	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-103.4	-19.4

**1<sup>er</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-152.8	-42.5
B	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-135.8	-25.5
C	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-110.4	0
D	0.91	93.3	0.8	0.8	-1	0	110.4
E	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-135.8	-25.5

**2<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-170.6	-47.4
B	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-151.7	-28.4
C	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-123.2	0
D	0.91	104.18	0.8	0.8	-1	0	123.2
E	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-151.7	-28.4

**3<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-182.5	-50.7
B	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-162.3	-30.4
C	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-131.8	0
D	0.91	111.44	0.8	0.8	-1	0	131.8
E	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-162.3	-30.4

**4<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-191.8	-53.3
B	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-170.5	-32
C	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-138.5	0
D	0.91	117.09	0.8	0.8	-1	0	138.5
E	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-170.5	-32

**5<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-205.9	-57.2
B	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-183	-34.3
C	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-148.7	0
D	0.91	125.68	0.8	0.8	-1	0	148.7
E	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-183	-34.3

**6<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-211.5	-58.8
B	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-188	-35.3
C	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-152.8	0
D	0.91	129.13	0.8	0.8	-1	0	152.8
E	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-188	-35.3

**7<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-216.5	-60.1
B	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-192.5	-36.1
C	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-156.4	0
D	0.91	132.18	0.8	0.8	-1	0	156.4
E	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-192.5	-36.1

**8<sup>ém</sup> étage**

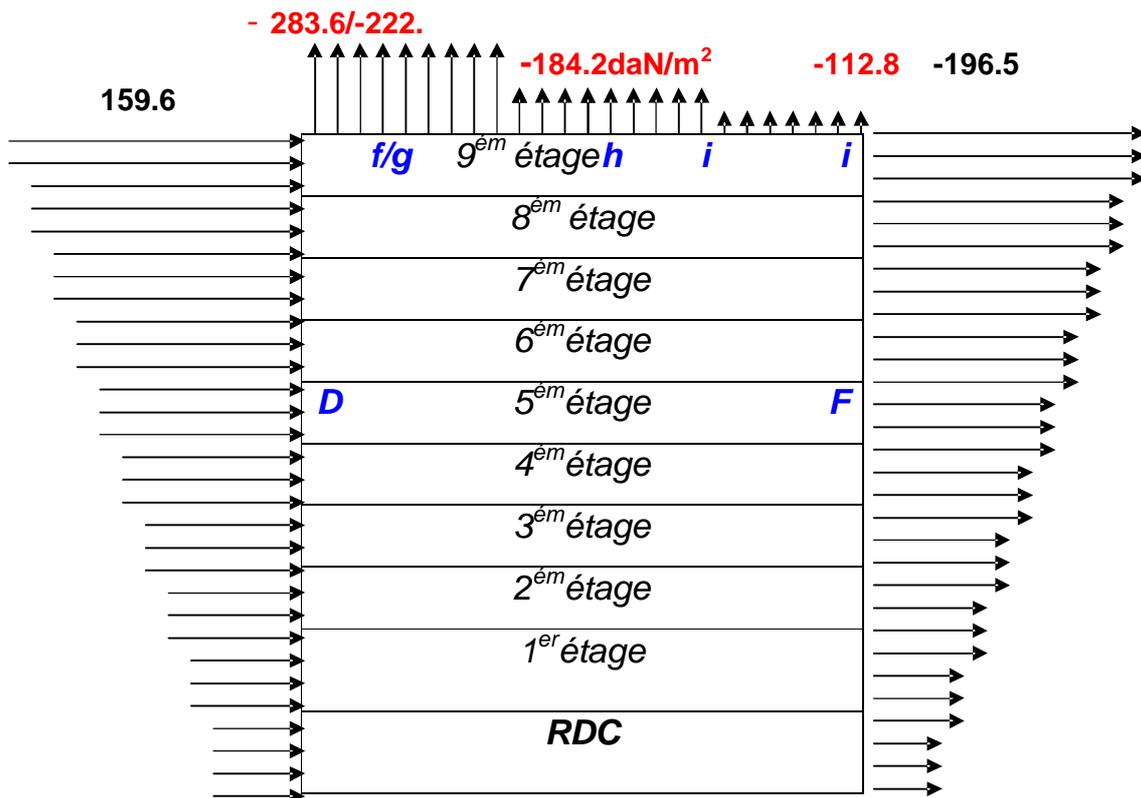
zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pil}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-221	-61.4
B	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8
C	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-159.6	0
D	0.91	134.93	0.8	0.8	-1	0	159.6
E	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8

**9<sup>ém</sup> étage**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pil}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
A	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-221	-61.4
B	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8
C	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-159.6	0
D	0.91	134.93	0.8	0.8	-1	0	159.6
E	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8

**Toiture**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pil}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $daN/m^2$ )	$Q_{j2}$ ( $daN/m^2$ )
f	0.91	134.93	-2	0.8	-1	-283.6	-124
g	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-222.2	-62.6
h	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-184.2	-24.6
i	0.91	134.93	-0	0.8	-1	-122.8	36.84
	0.91	134.93	0.2	0.8	-1	-73.67	85.95



Calcul de la force de frottement

.  $C_{fr}=0.01$  (**tab2.1 ; chap2**)

**Les parois verticales**

Toiture

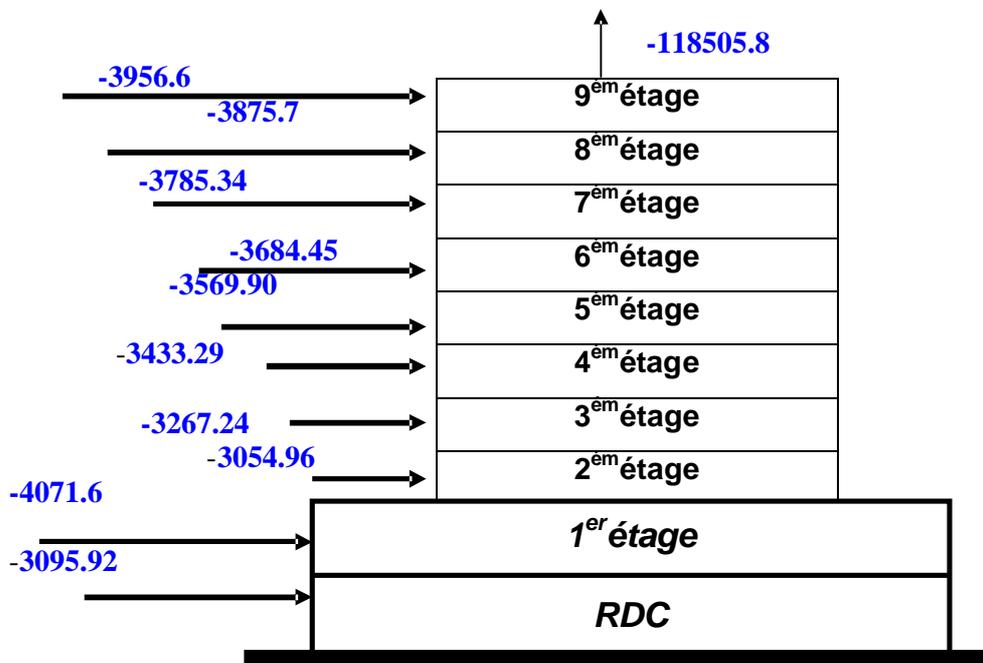
**$F_{fr}=1283.52$  daN**

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ] \quad \mathbf{F_{fr}=847.78 \text{ daN}}$$

**Action d'ensemble :**

niveau	S	$q_j$	$F_{fr}(daN)$	$F_w(daN)$	$F_U(daN)$
<b>RDC</b>	156.36	85.83	<b>1281.38</b>	13420.379	0
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	156.36	112.79	<b>1281.38</b>	17635.844	0
<b>2<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	125.95	<b>1281.38</b>	13236.086	0
<b>3<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	134.73	<b>1281.38</b>	14158.776	0
<b>4<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	141.56	<b>1281.38</b>	14876.54	0
<b>5<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	147.18	<b>1281.38</b>	15467.146	0
<b>6<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	151.95	<b>1281.38</b>	15968.426	0
<b>7<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	156.12	<b>1281.38</b>	16406.651	0
<b>8<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	159.8	<b>1281.38</b>	16793.382	0
<b>9<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	163.12	<b>1281.38</b>	17142.281	0
<b>RDC</b>	156.36	-105.63	<b>1281.38</b>	-16516.31	0
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	156.36	-138.83	<b>1281.38</b>	-21707.46	0
<b>2<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-155.02	<b>1281.38</b>	-16291.05	0
<b>3<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-165.82	<b>1281.38</b>	-17426.02	0
<b>4<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-174.23	<b>1281.38</b>	-18309.83	0
<b>5<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-181.15	<b>1281.38</b>	-19037.05	0
<b>6<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-187.01	<b>1281.38</b>	-19652.88	0
<b>7<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-192.14	<b>1281.38</b>	-20191.99	0
<b>8<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-196.68	<b>1281.38</b>	-20669.1	0
<b>9<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-200.77	<b>1281.38</b>	-21098.92	0
Toiture	39.48	-289.87	<b>847.78</b>	0	-11444.068
Toiture	39.48	-227.13	<b>847.78</b>	0	-8967.0924
Toiture	315.84	-188.23	<b>847.78</b>	0	-59450.563
Toiture	307.97	-125.48	<b>847.78</b>	0	-38644.076

Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
RDC	-3095.928	-118505.8
1 <sup>ere</sup> étage	-4071.614	
2 <sup>em</sup> étage	-3054.966	
3 <sup>em</sup> étage	-3267.248	
4 <sup>em</sup> étage	-3433.29	
5 <sup>em</sup> étage	-3569.907	
6 <sup>em</sup> étage	-3684.455	
7 <sup>em</sup> étage	-3785.342	
8 <sup>em</sup> étage	-3875.719	
9 <sup>em</sup> étage	-3956.639	



Action d'ensemble

## **II.6) Calcul des charges de la neige :**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S_k \cdot \mu \cdot S \Rightarrow \text{(RNVA formule 1)}$$

D'Où :

$\mu$  : Coefficient de forme de la toiture.

$S_k$  : la charge de la neige sur le sol.

### **6.1) Calcul de $S_k$ :**

La charge de la neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de **RNVA99**, donc  $S_k$  est donné par

la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} : \text{L'altitude du site par rapport au niveau de la mer.}$$

Donc :

$$S_k = 0,148 \text{ KN/m}^2$$

### **6.2) Détermination de $\mu$ :**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est  $\alpha = 1,73^\circ$ . Et selon le tableau 6.1

On a :

$$0 < \alpha < 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

Donc:

$$S = 0,8 \times 0,148 = 0,1184 \text{ KN/m}^2$$

$$S @ 12 \text{ daN/m}^2$$

**CHAPITRE III :  
PREDIMENSIONNEMENT  
DES ELEMENTS .**

### **III.1) Quelques notions relatives au règlement CCM97**

#### **III.1.1 Objet :**

Le présent document technique réglementaire a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.

Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier pour lesquelles un DTR particulier sera établi ultérieurement.

Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.

Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique ; celles-ci font l'objet du règlement parasismique algérien RPA, dont les prescriptions devront s'appliquer concurremment à celles du présent règlement en zone sismique.

Les exigences relatives à la protection anti-feu sont en dehors de cet objet. Celles-ci doivent être traitées par des documents particuliers.

D'autres exigences telles que l'isolation phonique ou l'isolation thermique ne font également pas l'objet de ce règlement.

Le présent document fait référence à d'autres normes et règlements techniques. Il s'agit de leur version approuvée et mise en vigueur officiellement.

#### **III.1.2) Domaine d'application :**

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les alinéas ci-dessous.

Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées. On peut citer les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, les bâtiments à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tels que les magasins, etc....

Sauf disposition contraire, son application est étendue aux bâtiments industriels tels que les halles, les hangars, les entrepôts, etc....

Ce règlement est applicable aux structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance. Il ne couvre pas celles employant des produits obtenus par formage à froid.

#### **III.1.3) Classification des sections transversales selon le CCM 97**

Les règles CCM 97 donnent une classification des sections transversales basée essentiellement sur les critères suivant :

- **Résistance de calcul**
- **Capacité de rotation plastique**
- **Risque de voilement local**

**Voilement local dans les sections :**

La classification introduite par le règlement intéresse les sections transversales considérées globalement. Or, dans une même section les parois affectées par des contraintes de compression (total ou partielle) et donc exposées au voilement local, peuvent varier en fonction des sollicitations que la section subit ; de plus, les diagrammes de contraintes qui règnent dans ces parois sont eux aussi étroitement liés aux sollicitations appliquées et influent directement sur le degré de sensibilité au voilement local. par ailleurs, pour des sollicitations fixées dans la section, les différentes

Parois exposées au voilement local présentent généralement des degrés différents de sensibilité vis-à-vis de ce mode de ruine, en fonction de leur élancement géométrique et du diagramme de contraintes qu'elles subissent.

**Quatre classes des sections transversales sont définies :**

**a. Classe 1**

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

**b. Classe 2**

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

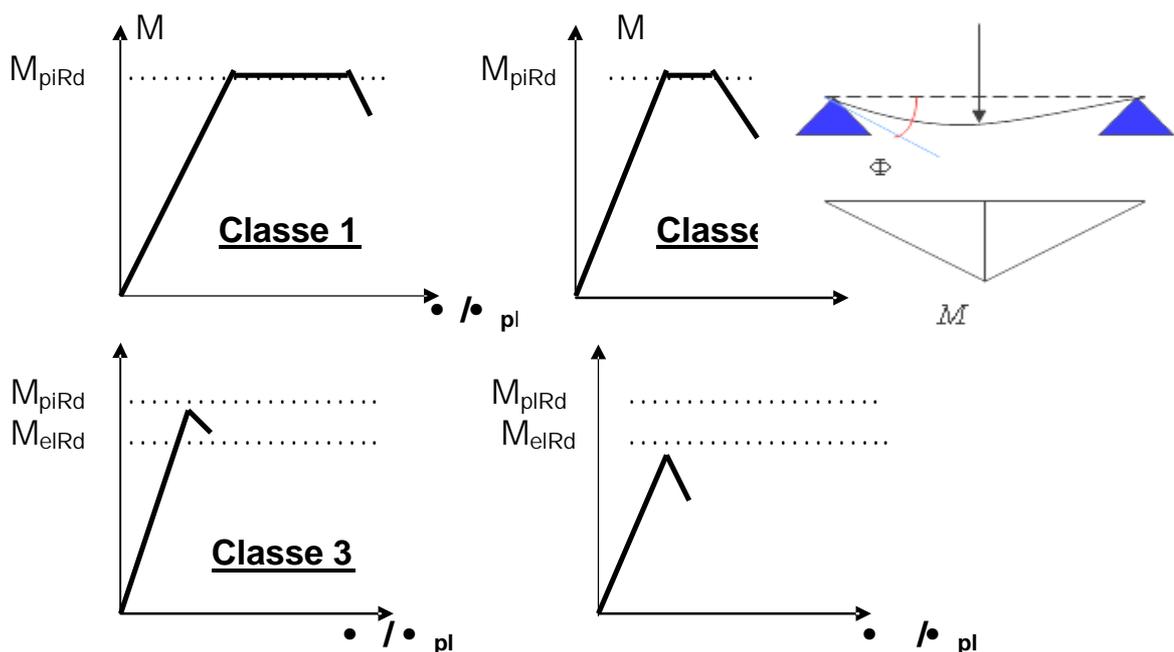
**c. Classe 3**

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

**d. Classe 4**

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

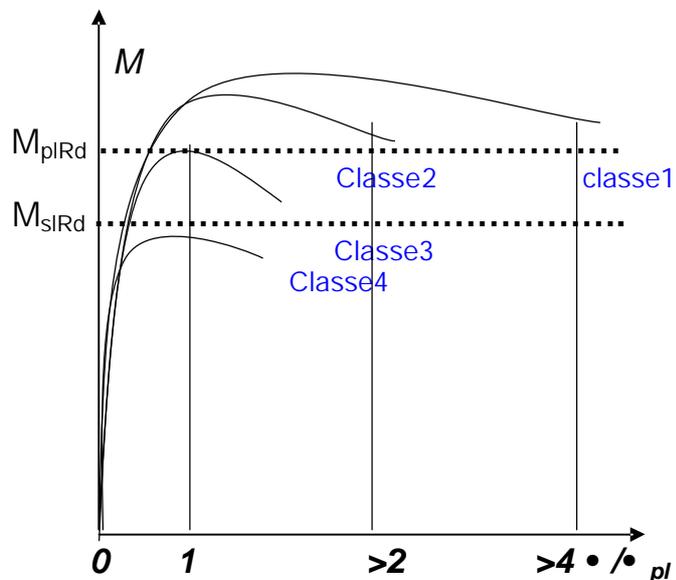


$M_{pl,Rd}$ : moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$ : moment à l'état élastique réduit

- p: rotation
- $p_i$ : rotation à l'état plastique

...



### Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité  $g_M$  pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ⇒ Section de classe (1, 2,3) •  $g_{M0} = 1,1$
- ⇒ Section de classe (4) •  $g_{M1} = 1,1$
- ⇒ Sections nettes au droit des trous •  $g_{M2} = 1,25$
- ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments •  $g_{M1} = 1,10$

### Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous

Conditions	$d_{v \max}$	$d_2$
<b>Toitures en générales</b>	L/200	L/250
<b>Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien</b>	L/250	L/300
<b>Planchers en général</b>	L/250	L/300
<b>Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides</b>	L/250	L/350
<b>Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime</b>	L/400	L/500
<b>Cas où <math>d_{v \max}</math> peut nuire à l'aspect du bâtiment</b>	L/250	

## III.2) PREDIMENSIONNEMENT

### III.2.1) Les solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à flexion simple. Leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

(chapitre 2.2) « **LES CHARPENTE METALLIQUE** » par **E.GUSTIN** et **J.DIEHL** leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

On opte pour une distance de  $L=1.35m$

#### 2.1.1) Pré dimensionnement des solives de plancher terrasse

$S$  : surface reprise par la solive

$$S=5.4 \times 1.35=7.29m^2$$

La solive est sollicitée par les charges et

Surcharges suivantes :

$$G=654 \text{ kg/m}^2$$

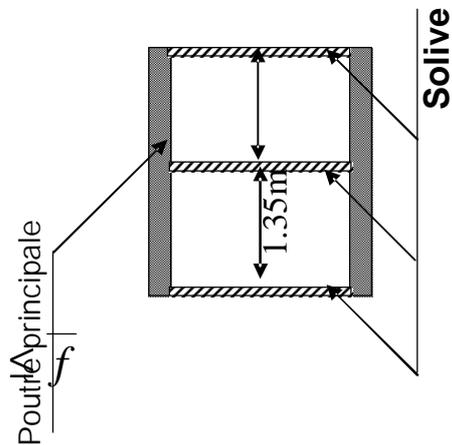
$$q=100 \text{ kg/m}^2$$

On prend en compte la surcharge de Neige

$$N_N=12 \text{ kg/m}^2$$

#### a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max}$



Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384 EI}$$

$$f \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

$$Q : \text{la charge non pondérée } (Q=G+q+N_N) = (654+100+12) = 766 \text{ kg/m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

La charge sur la solive

$$Q=766 \times 1.35=1034.1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Le module d'élasticité } E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$L=5.4m=540 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 2524.08 \text{ cm}^4$$

$$I=2524.08 \text{ cm}^4$$

$$I_x=2524.08 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE220} : I_x=2772 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{L}{250} = \frac{540}{250} = 2.16 \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 10.34 \times (540)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 1.97 \leq 2.16$$

Donc : c'est vérifié

**La classe de la section transversale****La semelle**

$$b=110\text{mm}$$

$$C=b/2=110/2=55\text{mm} \quad e = \sqrt{235/f_y} = 1 \text{ avec } f_y=235$$

$$t_f=9.2\text{mm}$$

$$C/t_f=5.98 < 10 \cdot @10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$$d=177.6\text{mm}$$

$$t_w=5.9\text{mm}$$

$d/t_w=30.10 < 72 \cdot @72$  donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amené a la plasticité.

**Condition de résistance**

$$G=654+37.3=691.3\text{kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(q+N_N)$$

Pour une bonde de 1.35m

$$Q=1080.4 \times 1.35=1458.53\text{kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1458.53 \times (5.40)^2}{8} = 5316.34\text{kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{gM_o} = \frac{23.5 \times 285}{1.1} = 6088.63\text{kg.m}$$

$$M_{sd}=5316.34\text{kg.m} \quad ; \quad M_{pl.y}=6088.63\text{kg.m} \quad \Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y}$$

Donc c'est vérifié

**2.1.2) Les solives de plancher courant**

Vu que la charge  $Q=850\text{kg/m}^2$

et les solives des étages courants ont la même longueur

⇒ Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure sauf les deux parkings on vue que la charge  $Q=1140\text{kg/m}^2$

**2.1.3) Les solives de plancher parking****b) Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

Q : la charge non pondérée (Q=G+q) = (685+455)  
=1140kg /m<sup>2</sup>

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

La charge sur la solive

$$Q=1140 \times 1.35 = 1539 \text{ kg/m}^2$$

Le module d'élasticité E=2.1x10<sup>6</sup> kg /cm<sup>2</sup>

$$L=5.4\text{m}=540 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 3756.46 \text{ cm}^4$$

$$I = 3756.46 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 3756.46 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE240} : I_x = 3892 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{L}{250} = \frac{540}{250} = 2.16 \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 15.39 \times (540)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892} = 2.08 \leq 2.16$$

Donc : c'est vérifié

**La classe de la section transversale****La semelle**

$$b=120\text{mm}$$

$$C=b/2=120/2=60\text{mm} \quad e = \sqrt{235/f_y} = 1 \text{ avec } f_y=235$$

$$t_f=9.8\text{mm}$$

C/t<sub>f</sub>=6.12 < 10 • @10 donc la semelle est de classe 1.

**Ame fléchie**

$$d=190.4\text{mm}$$

$$t_w=6.2\text{mm}$$

d/t<sub>w</sub>=30.70 < 72 • ≅72 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amené a la plasticité .

**Condition de résistance**

$$G=685+47.3=732.3\text{kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(q)$$

Pour une bonde de 1.35m

$$Q=1618.5 \times 1.35=2185.03 \text{ kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{2185.03 \times (5.40)^2}{8} = 7964.4 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{gM_o} = \frac{23.5 \times 367}{1,1} = 7973.2 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd}=7964.4 \text{ kg.m} \quad ; \quad M_{pl,y}=7973.2 \text{ kg.m} \quad \Rightarrow M_{sd} < M_{pl,y}$$

Donc c'est vérifié

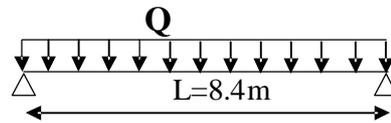
### **III.2.2)Pré dimensionnement des poutres**

#### **2.2.1 )Poutre principale de rive**

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$$



$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

La charge équivalente poids de la solive  $P=47.3 \times 5.4=255.42 \text{ kg}$ .

Chargement de la poutre  $G=(685 \times 2.7)+47.3 \times 2.7 \times 3=2232.63 \text{ kg/m}$

$$Q=G+(q+N).ep=2232.63+(455) \times 2.7$$

avec  $ep=2.7 \text{ m}$

$$Q=3461.13 \text{ kg/m}$$

$$I \geq 31799.13 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \text{IPE450} : I_x=33740 \text{ cm}^4$$

#### **a) Vérification de la flèche**

$$\frac{L}{250} = \frac{840}{250} = 3.36$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 34.61 \times (840)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 33740} = 3.16 \leq 3.36$$

Donc c'est vérifié.

#### **b) La classe de la section transversale (IPE450)**

##### La semelle

$$b=190 \text{ mm}$$

$$C=b/2=190/2=95 \text{ mm} \quad e = \sqrt{235/f_y} = 1 \text{ avec } f_y=235$$

$$t_f=14.6 \text{ mm}$$

$C/t_f=6.51 < 10 \cdot @10$  donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie

$$d=378.8\text{mm}$$

$$t_w=9.4\text{mm}$$

$d/t_w=40.30 < 72 \cdot @72$  donc l'âme est de classe 1.

**c) Vérification de la valeur limite de vibration**

$$f_0 = \frac{1}{2p} \cdot \frac{a}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Tel que

$$a=22,37$$

$$I=33740\text{cm}^4$$

$$m=1478.4\text{kg}$$

$$L=8,4\text{m}$$

$$f_0 = \frac{1}{2p} \cdot \frac{22,37}{(840)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 33740}{1478.4}} = 0.035\text{hz} < 3\text{hz}$$

Donc c'est vérifié

**d) Condition de résistance**

$$Q=4/3(G+g)+17/12(q+N)=3659.3\text{kg/m}$$

La charge Q sur une bonde de (2.7m)

$$Q=3659.3\text{kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{3659 \times (8,4)^2}{8} = 32275.03\text{kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{gM_o} = \frac{23,5 \times 1702}{1,1} = 36360.91\text{kg.m}$$

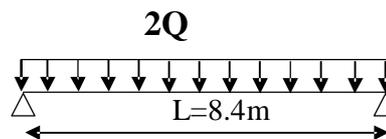
$$M_{sd} < M_{pl.y} \text{ Donc : c'est vérifié}$$

**2.2.2) La poutre principale intermédiaire**

Deux fois charger car les solives s'appuient sur chaque poutre de part et d'autre

$$f_{\max} \leq f$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$



Chargement de la poutre

$$G=685 \times 5.4 + 255.42 \times 3 = 4465.26\text{kg/m}$$

$$Q=4465.26 + (455) \times 5.4 \text{ kg/m}$$

$$Q=6922.26 \text{ kg/m}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 63598.26\text{cm}^4$$

$$I_x=63598.26 \Rightarrow \text{IPE550} : I_x=67120 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{L}{300} = \frac{840}{250} = 3.36 \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 69.22 \times (840)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 67120} = 3.18 < 3.36$$

Donc : c'est vérifié

**La classe de la section transversale (IPE550)****La semelle**

$$b=210\text{mm}$$

$$C=b/2=210/2=105\text{mm}$$

$$e = \sqrt{235/f_y} = 1 \text{ avec } f_y=235$$

$$t_f=17.2\text{mm}$$

$$C/t_f=6.10 < 10 \bullet @ 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$$d=467,6\text{mm}$$

$$t_w=11.1\text{mm}$$

$$d/t_w=42.13 < 72 \bullet @ 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

**Condition a la résistance**

$$Q=4/3(G+g)+17/12(q+N)=2563.8\text{kg/m}$$

La charge Q sur une bonde de (2.7m)

$$Q=6922.26 \text{ kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{6922.26 \times (8,4)^2}{8} = 61054.33 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{gM_o} = \frac{23,5 \times 2787}{1,1} = 65494.5 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.y} \text{ Donc : c'est vérifié}$$

**III.2.3)Pré dimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

**les poteaux**

On prend le poteau le plus sollicité

$$N_{sd} \bullet N_{c.Rd} \text{ (art 5.4.4 formule (5.16) CCM97)}$$

$$N_{c.Rd} \leq N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \Rightarrow A \geq N_{sd} \gamma_{M0} / f_y$$

Étant donné que l'ouvrage est contreventé par noyau central qui reprend la totalité des efforts sismiques, les Poteaux seront soumis uniquement à des efforts axiale de compression pour cela nous prendons:

$$N_{sd}=5232.05\text{kN} = 523205\text{daN} \quad f_y=235\text{N/mm}^2 \quad \gamma_{M0}=1.1$$

$$A = \frac{5232.05 \times 1.1}{23.5} = 244.9\text{cm}^2$$

On prend  $A=254\text{cm}^2 \Rightarrow$  **HEB550**

Par le même méthode on trouve les résultats suivants

- $A=244.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **HEB550** (parking, RDC, 1<sup>er</sup> étage)
- $A=234.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **HEB500** (du 2<sup>ème</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage)
- $A=207.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **HEB450** (du 8<sup>ème</sup> étage au 9<sup>ème</sup> étage)

**III.2.4) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \cdot 4a$  :  
 $L$  : la longueur du voile.  
 $a$  : l'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

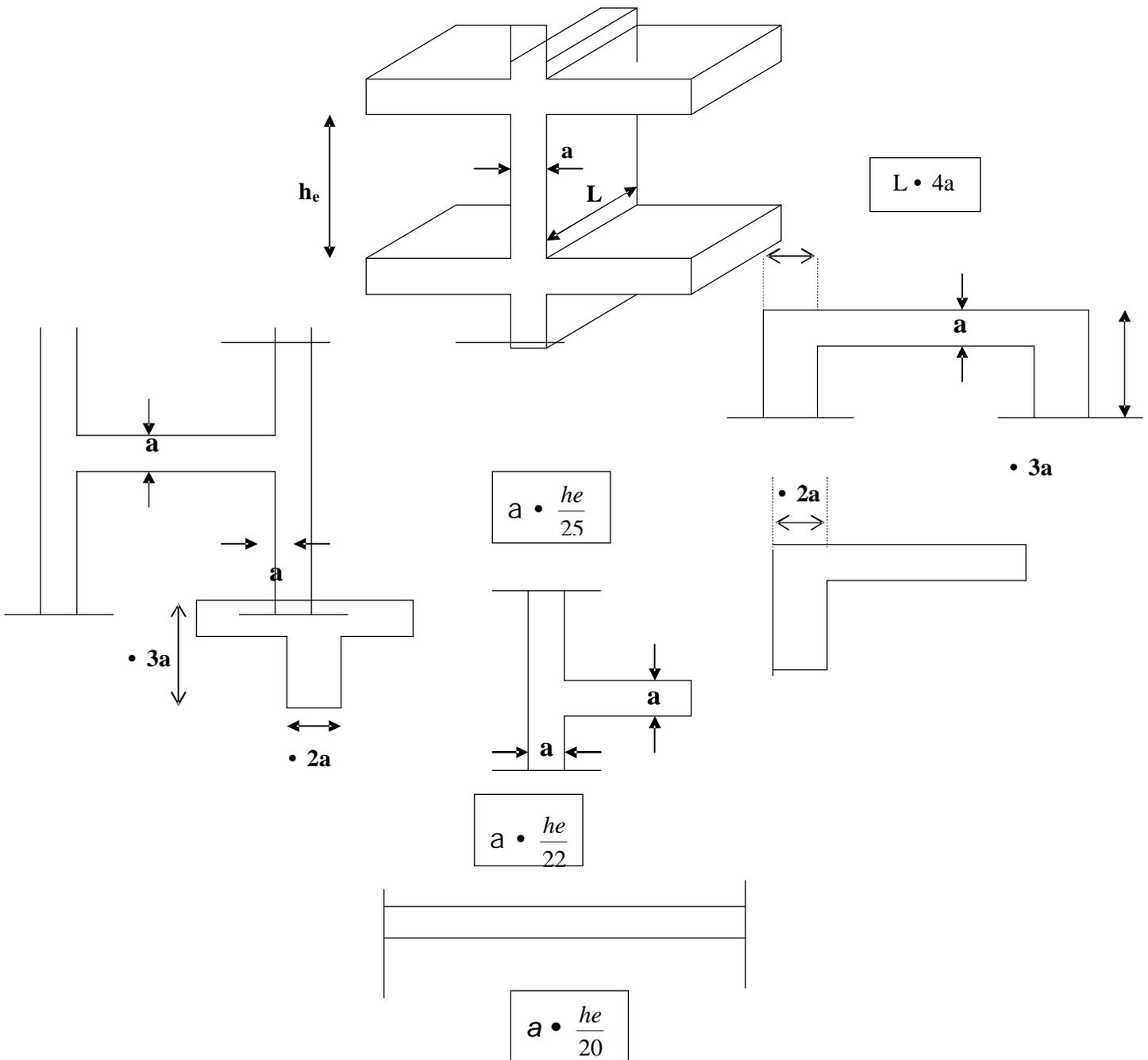


Figure III- 5 : l'épaisseur de voile

$h_e =$  hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée)  $a \cdot \{408/25, 408/22\}$

*On préconise des voiles de 20 cm pour les voiles périphériques*

*Pour notre étude nous préconisons des voiles constituant le noyau central de **50cm** d'épaisseur.*

## ETUDE AU SEISME

### **I) INTRODUCTION :**

L'action du séisme se traduit par un brusque déplacement horizontal du sol, entraînant les fondations et les parties enterrées de l'ouvrage. Chaque partie de l'ouvrage est donc soumise à une force horizontale proportionnelle à sa masse avec des coefficients divers pour tenir compte des différents paramètres rentrant en ligne de compte.

Les principaux paramètres sont :

- ∅ La zone de sismicité
- ∅ La forme en plan de l'ouvrage, la répartition des contreventements
- ∅ La distribution de la masse sur la hauteur
- ∅ La nature du terrain

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

### **II) LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE**

#### **II.1) principe**

dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas de ma structure

#### **II.2) Calcul de la force sismique totale :** art 4.2.3 RPA99/03

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = C_s \times W = \left( \frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W \quad C_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad \text{formule (4.1)B.1}$$

#### **II.3) coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par le tableau (4-1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas

\*Zone III

\*il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation : groupe 2

Zone	Groupe	A
III	2	0,25

#### **II.4) Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\bullet$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

- $\bullet$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\bullet = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0.7 \quad \text{formule(4.3)}$$

x (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau (4.2)  $\Rightarrow x = 4\%$

$$\text{D'où : } \bullet = 1 > 0.7 \Rightarrow \bullet = 1.85$$

#### **II.5) Calcul de la période :**

a) **par la formule empirique** :  $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

$h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  **$h_n = 38.08m$** .

$C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie :

**$C_t = 0.05$**

$$\text{Donc : } T = 0,05 \cdot (38.08)^{3/4}$$

$$\mathbf{T = 0,76 s}$$

b) **par la formule**  $T = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 38.08}{\sqrt{38.40}} = 0,55s \\ T_y = \frac{0.09 \times 38.08}{\sqrt{33.00}} = 0,59 s \end{cases}$$

#### **Calcul du $T_2$ :**

- $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$S3 \longrightarrow \mathbf{T_2=0,5 s}$$

**Sens longitudinal** :  $T_2 < T_x = 0.55 < 3s$  donc :  $D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,34$

**Sens transversal**  $T_2 < T_Y = 0.59 < 3s$  : donc :  $D_y = 2,5 \eta(T_2/T)^{2/3} = 2,24$

### **II.6) Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tab.4.3)**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en V **R = 3**

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en x **R = 3**

#### **Q : facteur de qualité**

$$Q = 1 + \sum P_q \dots\dots\dots \text{formule (4.4)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$

Critère q	P <sub>q</sub>	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0	Non observé
3. Régularité en plan	0	observé
4. Régularité en élévation	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	Non observé
$\sum P_q$	0.20	

Alors **Q=1.20**

### **II.7) Calcul du poids de la structure W**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  des quatre niveaux.

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = G + b Q \text{ formule (4.5)}$$

G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

b : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Dans notre cas :

b = 0.40 (restaurant)

b = 0.20 (terrasse ; bureaux)

#### **(tab.4.5)**

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$

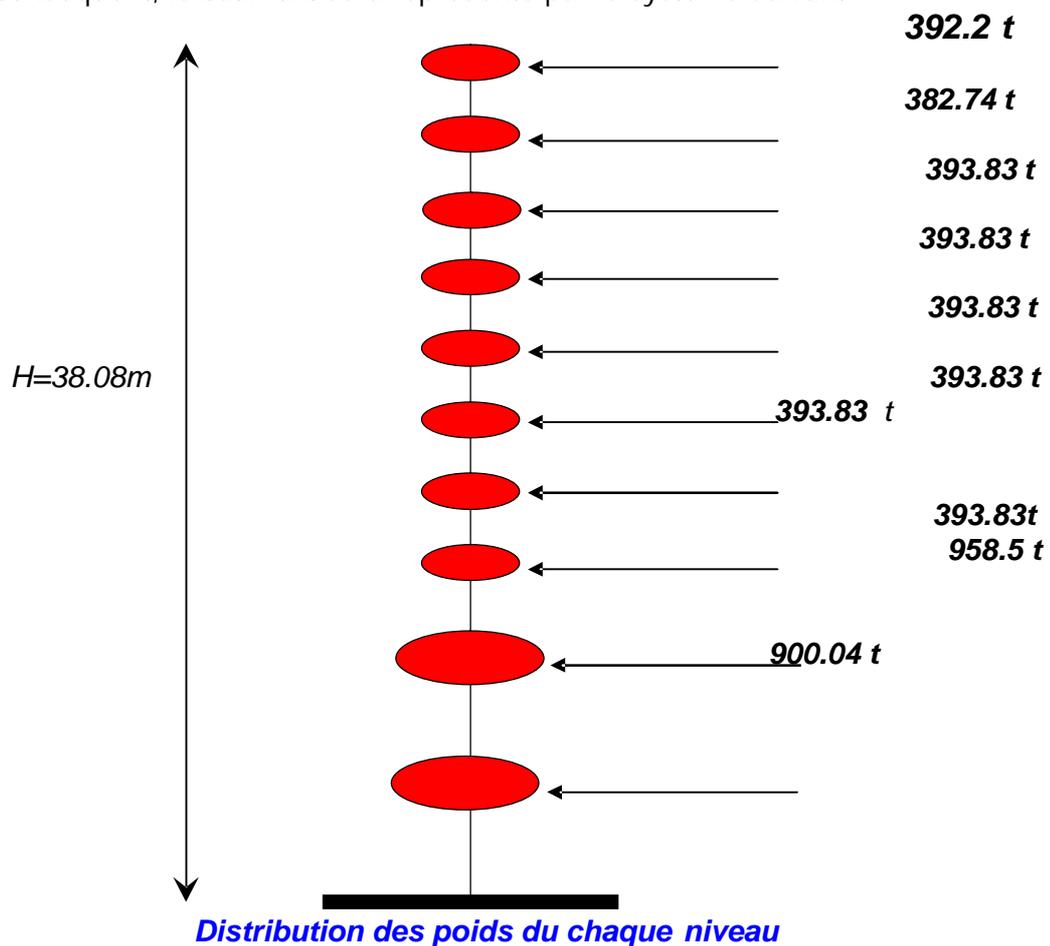
niveau	$w_i=G+b Q$
RDC	900.04
1er étage	958.6
2em étage	393.83
3em étage	393.83
4em étage	393.83
5em étage	393.83
6em étage	393.83
7em étage	393.83
8em étage	382.74
9em étage	392.2
<b>TOTALE</b>	<b>4996.56 t</b>

### III )Modélisation par brochette :

La masse de chaque étage est concentrée au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 10 masses avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal).

Les planchers sont considérés rigide, et le déplacement vertical des masses concentrées est supposé négligeable.

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant



**III.1) La force sismique**

$$W = 4996.56T$$

On calcule la force sismique selon deux directions X et Y

**Direction X**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = 116920t$$

$$V_x = \frac{0.25 \times 2.34 \times 1.20}{3} \times 4995.56$$

$$V_x = 0.23W = 23\%W$$

**Direction Y**

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_y = 1119.20t$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.24 \times 1.20}{3} \times 4995.56$$

$$V_y = 0.22W = 22\%W$$

**III.2) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = F_t + \sum F_i \\ F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \text{ S} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ S} \end{cases}$$

La force concentrée **F<sub>t</sub>** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F<sub>t</sub> = 0,07 TV** où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F<sub>t</sub> ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égal à 0,7 secondes.

$$\text{D'où On a : } T = 0.75 \text{ s} > 0.7 \Rightarrow F_t = \{0.07 * T * V_x = \mathbf{61.38 t}\} \\ = \{0.07 * T * V_y = \mathbf{58.75 t}\}$$

La partie restante de V soit (V - F<sub>t</sub>) doit être distribuée sur la hauteur de la structure

$$\text{suivant la formule } F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F<sub>i</sub> : force horizontale au niveau i .

h<sub>i</sub> : niveau du plancher.

F<sub>t</sub> : force concentrée au sommet de la structure.

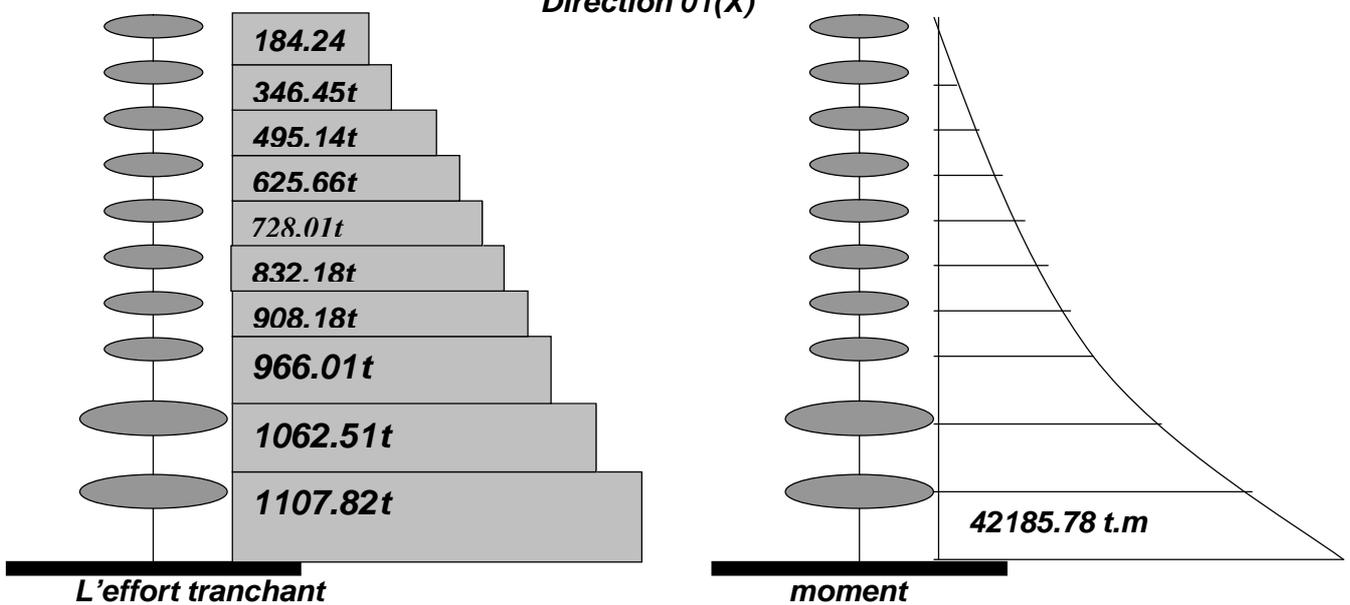
L'effort tranchant au niveau de chaque étage:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

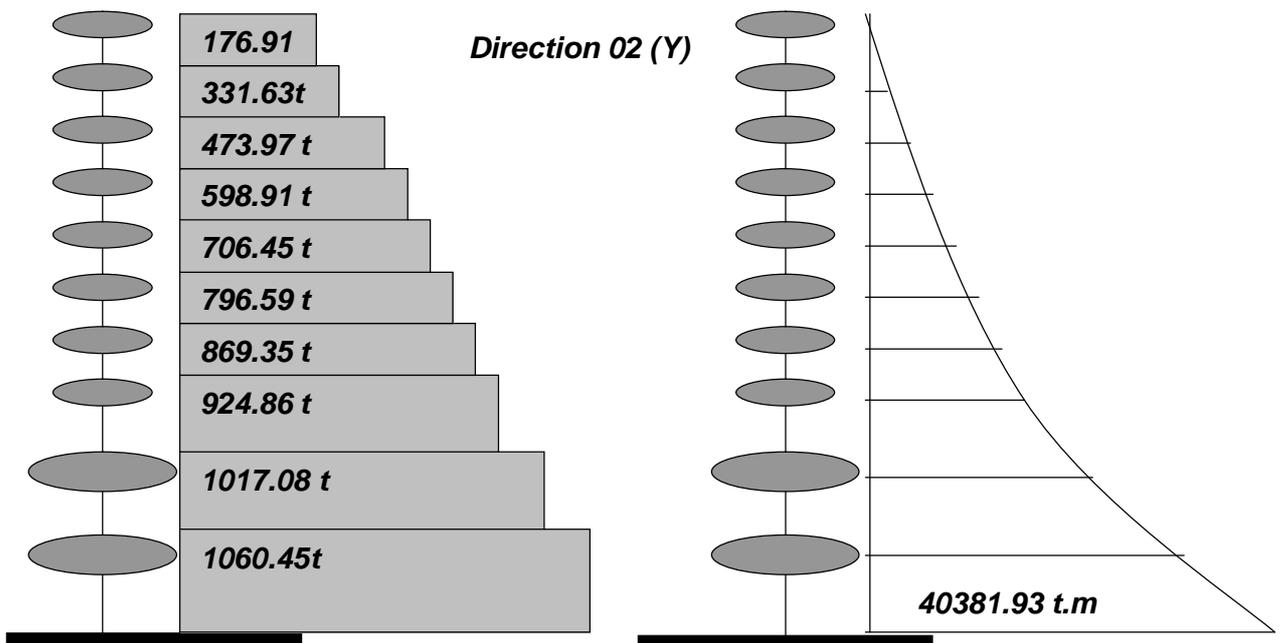
les résultats sont donnés pour les deux sens X et Y dans le tableau suivant

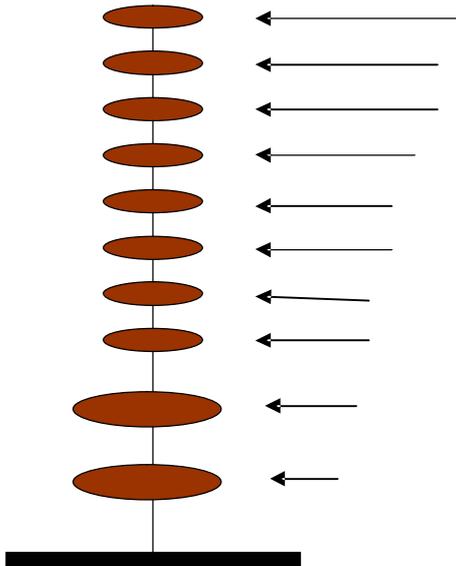
Niveau	Wi (t)	Hi(m)	Wi*Hi	Vx -Ft	Vy -Ft	Fix (t)	Fiy (t)	Vkx (t)	Vky (t)
9	392.2	38.08	14935	1107.82	1060.45	184.276	176.397	184.276	176.397
8	382.74	34.34	13143	1107.82	1060.45	162.169	155.235	346.446	331.632
7	393.83	30.6	12051	1107.82	1060.45	148.695	142.336	495.14	473.968
6	393.83	26.86	10578	1107.82	1060.45	130.521	124.94	625.661	598.908
5	393.83	23.12	9105.3	1107.82	1060.45	112.347	107.543	738.008	706.451
4	393.83	19.38	7632.4	1107.82	1060.45	94.1732	90.1464	832.181	796.597
3	393.83	15.64	6159.5	1107.82	1060.45	75.9994	72.7497	908.181	869.347
2	393.83	11.9	4686.6	1107.82	1060.45	57.8257	55.3531	966.006	924.7
1	958.5	8.16	7821.4	1107.82	1060.45	96.5044	92.3779	1062.51	1017.08
RDC	900.04	4.08	3672.2	1107.82	1060.45	45.3092	43.3718	1107.82	1060.45
total			89785						

Direction 01(X)

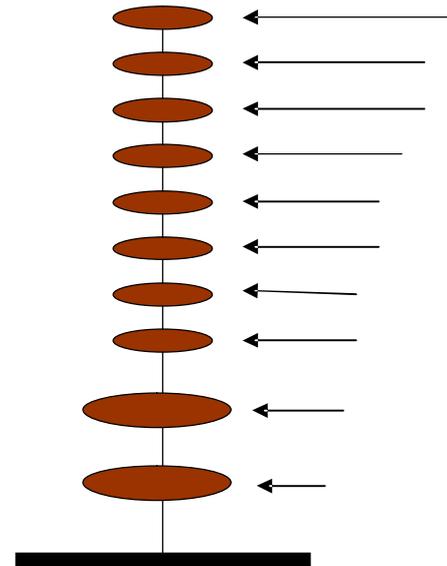


Direction 02 (Y)

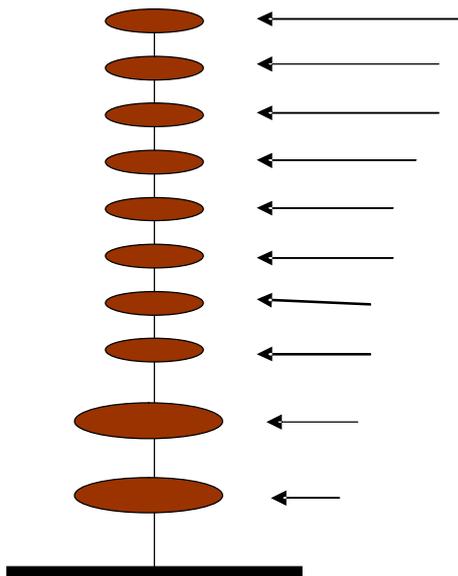


**III.3) Comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent****SEISME**

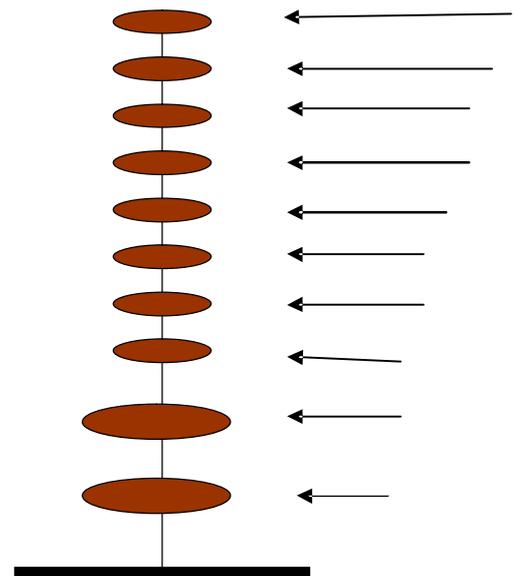
Direction 01(X)  
 $M_r=42185.78 \text{ t.m}$   
 $T=1107.82 \text{ t}$



Direction 02 (Y)  
 $M_r=40381.93 \text{ t.m}$   
 $T=1060.45 \text{ t}$

**VENT**

Direction 01(X)  
 $M_r=10963.23 \text{ t.m}$   
 $T=287.90 \text{ t}$



Direction 02 (Y)  
 $M_r=13630.74 \text{ t.m}$   
 $T=357.95 \text{ t}$

**Conclusion**

**Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces dues au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant .donc Pour les charges horizontales on ne tient compte que les forces sismiques**

**III.4)Calcul de centre de masse :**

Le centre de masse  $C_G(X_G, Y_G)$  est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.11m \\ Y_G = 14.05m \end{cases} \text{ Pour l'étage courant} \quad \begin{cases} X_G = 16.5m \\ Y_G = 19.2m \end{cases} \text{ Pour RDC}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.11m \\ Y_G = 14.05m \end{cases} \text{ Pour l'étage terrasse}$$

**Centre de torsion**

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.11m \\ Y_G = 14.05m \end{cases} \text{ Pour l'étage courant} \quad \begin{cases} X_G = 16.5m \\ Y_G = 19.2m \end{cases} \text{ Pour RDC}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.11m \\ Y_G = 14.05m \end{cases} \text{ Pour l'étage terrasse}$$

## Etude des planches

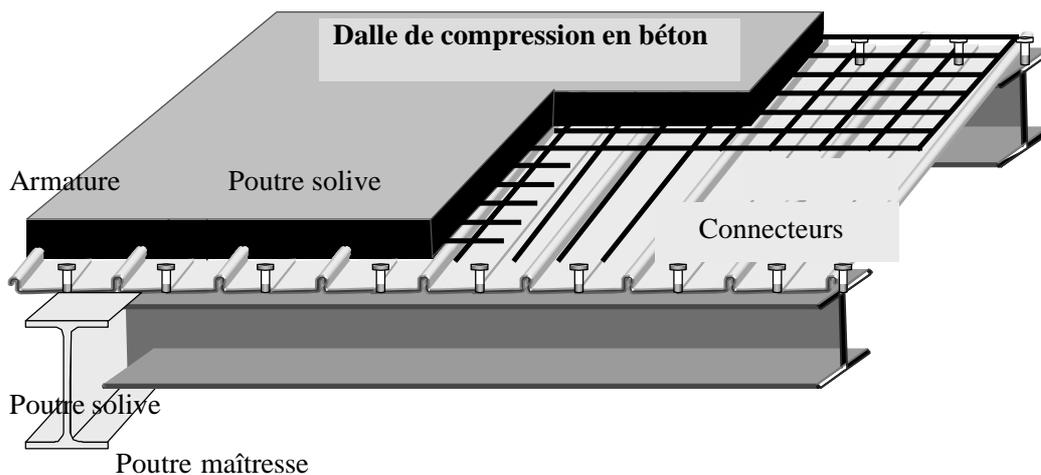
### V.1) Généralités :

ce type de dalle consiste à associer deux matériaux pour qu'ils participent ensemble, par leur « collaboration », à la résistance à la flexion. Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction. Comme une armature. Pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Si elles sont en acier, les solives peuvent être connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte. Une dalle collaborante peut aussi être posée sur des poutres simples (sans connecteurs). Le résultat est une économie de béton et d'acier donc, plus globalement de poids. La rapidité de montage est supérieure à celle des systèmes traditionnels.

Les planchers collaborants sont très performants pour la flexibilité et le potentiel d'évolution du bâtiment.

Les bacs collaborants sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variant dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. Les épaisseurs de tôle varient de 0,75 mm à 1 mm.

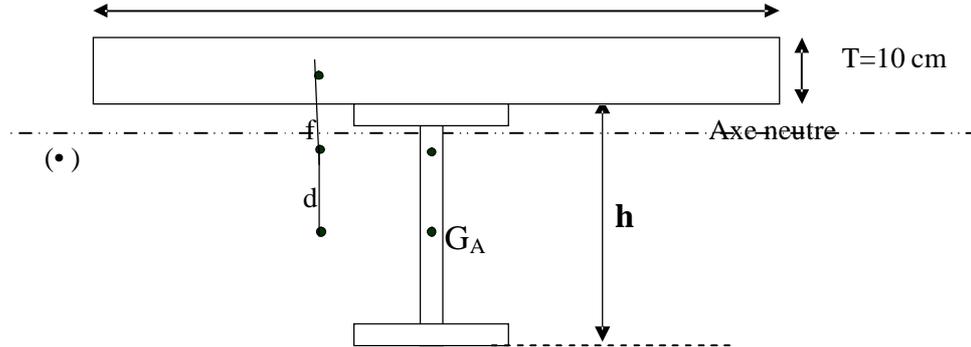
Les portées du plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec des épaisseurs de plancher de seulement 95 cm, faux plafond, dalle et faux plancher compris.



***constitution d'un plancher collaborant***

## V.2) Calcul de plancher mixte

Nous allons commencer par faire une vérification des solives ( IPE220).



a) Section mixte :  $S = A + \frac{B}{n}$  avec  $B=bt$

A : la section d'acier

B : la section de béton

$\eta$  :le coefficient d'équivalence acier/ béton

IPE220 =>  $A=33.4\text{cm}^2$

$B=bt \Leftrightarrow 135 \times 10 = 1350\text{cm}^2$   $S=123.4\text{cm}^2$

$\eta=15$

### B) Le moment d'inertie

#### Calcul de d

d: la position de l'axe neutre (•) de la section mixte par rapport à  $G_A$ , centre de gravité de la poutre d'acier

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{135 \times 10}{15} \times \frac{10+22}{2 \times 123.4}$$

**d= 11.67 cm**

$$V = \frac{h}{2} + d = 11 + 11.67$$

**V= 22.67 cm**

$$V' = (h+t) - V = 32 - 22.67$$

**V'=9.33 cm**

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 2772 + 33,4 \times (11.67)^2 + \frac{135 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{135 \times 10}{15} \left( \frac{10+22}{2} - 11.67 \right)^2$$

$$I = 2772 + 4548.71 + 750 + 90(16-11.67)^2$$

**I=9758.11 cm<sup>4</sup>**

**V.2.1) Calcul du (M) :**

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M=1.35*(1.35G+1.5Q)*L^2/8$$

$$M=1,35 \times 1206.6 \times (5.4^2/8)$$

$$M=5937.4 \text{ kg.m}$$

**V.2.2) Calcul des contraintes de flexion :****A) Dans la poutre d'acier :****Contraintes de traction :**

L'axe neutre est situé dans la dalle de compression donc la section d'acier est totalement tendue.

$$S_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{593740 \times 22.67}{9758.11} = 2215.72$$

Tel que

$$S_a = -2215,72 \text{ daN / cm}^2$$

**B) Dans la dalle en béton****Ø Compression de la fibre supérieure**

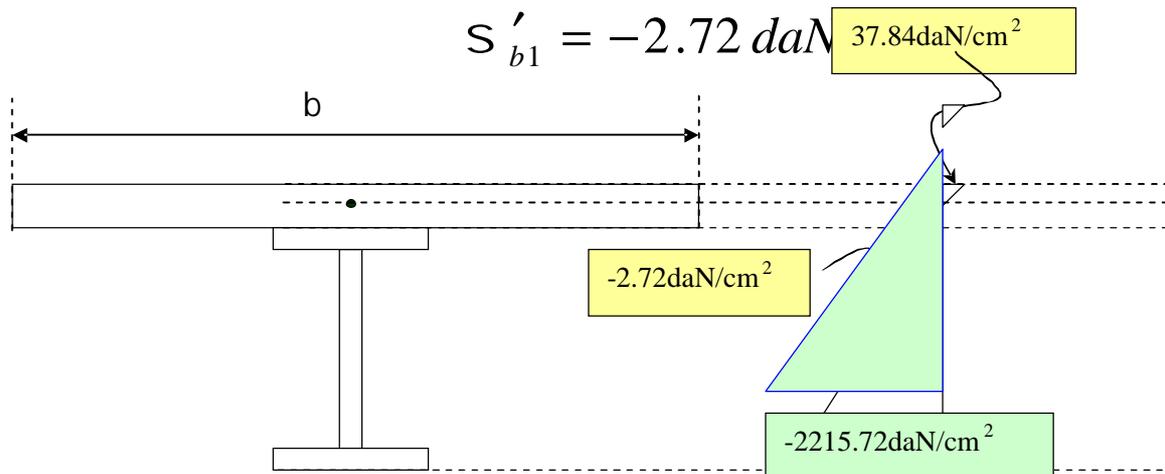
$$S'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{593740}{15 \times 9758.11} \times 9.33$$

$$S'_{b2} = 37.84 \text{ daN / cm}^2$$

**Ø Traction de la fibre inférieure**

$$S'_{b1} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{593740}{15 \times 9758.11} \times (9.33 - 10)$$

$$S'_{b1} = -2.72 \text{ daN / cm}^2$$



**V.2.3) l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 1,35\left(\frac{4}{3} \times 616 + \frac{3}{2} \times 250\right) \frac{5,4}{2}$$

$$V_{sd} = 4398.1 \text{ kg/m}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (\text{Art 5.4.6 CCM97})$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times g M_0}$$

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 885.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 4398.1 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 109183.2 \text{ daN}$$

$$t = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant calculé précédemment

h: hauteur totale d'une section de la solive (IPE140 classe A)=140mm

a : l'épaisseur de l'âme =4,7mm

$$t = \frac{43.98 \times 10^3}{5.9 \times 220} = 33.88 \text{ MPa} \leq 0,6 f_y = 141 \text{ MPa}$$

**Condition de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \times l^4}{EI}$$

$q = 616 + 250 = 866 \text{ daN/m}^2$  (la charge non pondérée)

$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$I = 9758.11 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{8.66 \times 540^4}{2,1 \times 10^6 \times 9758.11}$$

$$f = 0.47 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2.16 \text{ cm} \quad \text{Donc la condition de flèche est vérifiée .}$$

**V.2.4) Contraintes additionnelles de retrait**

$$a = \frac{I_A}{A \times b}$$

IPE220 •  $A = 33.4 \text{ cm}^2$

$I_A = 2772 \text{ cm}^4$

$$a = \frac{2772}{33,4 \times 16} = 5.18 \text{ cm} \quad y_1 = \frac{h}{2} + a = 16.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 26.18 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{593740}{9758.11} = 60.85 \text{ daN} / \text{cm}^3$$

$$E_a \times e = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4}$$

$$E_a \times e = 420 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$S_a = K (h - y_1) = 60.85 (22 - 16.18)$$

$$S_a = 354.15 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_a = K y_1 = 60.85 \times 16.18$$

$$S'_a = 984.55 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a e - K y_1)$$

$$S'_{b1} = -37.6 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a e - K y_2)$$

$$S'_{b2} = -78.20 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

#### **Les contraintes finales**

$$S_a = 354.15 - 2215.72 = -1861.57 < 2350 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_a = -1861.57 < 2350 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_{b1} = -37.6 - 2.72 = 40.32 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$S'_{b2} = -78.2 + 37.84 = -40.36 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

### **V.3) Etude des connecteurs :**

#### **V.3.1) Définition :**

Les connecteurs sont des dispositifs qui assurent la transmission des efforts de glissement aux solives. En d'autres termes, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

#### **V.3.2) Choix des connecteurs**

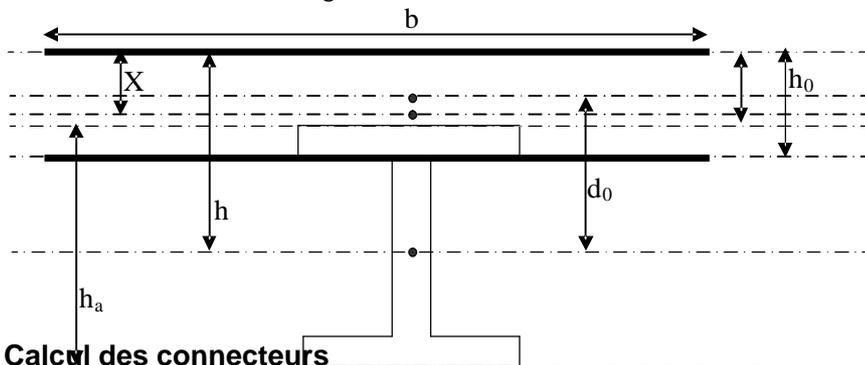
Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN ou parfois des goujons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs souples en profilés, car les connecteurs rigides sont moins pratiques à cause qu'ils peuvent introduire des risques de ruptures au niveau du béton.

#### **V.3.3) Quelques Notations :**

$h_c$ : la hauteur du connecteur.

$d$ : l'espacement entre deux connecteurs successives.

- $h_b$ : l'épaisseur de la dalle.  
 $e_c$ : l'épaisseur de l'âme  
 $S$  : effort tangentiel par unité de longueur  
 $\overline{G}_{adm}$  : L'effort de glissement admissible  
 $G_C$  : L'effort appliqué sur le connecteur  
 $b$ : largeur d'une bande de la dalle collaborant  
 $h$  : la distance entre le centre de gravité de la poutre d'acier et la fibre supérieure de la dalle collaborant  
 $X$  : la distance entre l'axe neutre a la fibre supérieure de la dalle collaborant  
 $A$  : aire de la section de la poutre en acier  
 $B$  : aire de la section de béton seul  
 $S'$  : moment statique de la section rendue homogène  
 $I_1$  : moment d'inertie de la section réduite rendue homogène  
 $d_0$  : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la section de béton



#### V.3.4) Calcul des connecteurs

$$0,25cm \leq e_c \leq 2,0cm$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c}$$

$$d \leq 10h_b$$

$$d \leq 10 \times 10 = 100cm$$

$$h_c = h_b - 2cm$$

Tel que :

$$\text{Alors on prend } h_c = h_b - 2 = 10 - 2 = 8cm$$

Les deux centimètres c'est pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs dans le béton de la dalle.

On utilise les connecteurs de type L60x60x4 qui à des caractéristiques suivantes :

- o hauteur du connecteur  $h_c = 8cm$
- o largeur du connecteur  $b_c = 7cm$
- o épaisseur de l'âme  $e_c = 0,6cm$

**V.3.5) Vérification des conditions**

Le connecteur assure un ancrage efficace dans la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \rightarrow 8cm > 9\sqrt{0,6} = 6,97cm$  **OK**
- $0,25 \leq e_c \leq 2cm \rightarrow 0,3 \leq 0,6 \leq 2$  **OK**

**V.3.6) Calcul de la distance entre les connecteurs**

On a dit antérieurement que la distance ne doit pas dépasser les 10fois

L'épaisseur de la dalle de béton ( $d \leq 10h_b$ ) plus qu'on doit vérifiés la relation

Suivante ( $G_c \leq \overline{G_{adm}}$ )

$$\overline{G_{adm}} = 40(e_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c d_{28}}$$

$$\overline{G_{adm}} = 3158.65 \text{ daN}$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} \quad G_c = S \cdot d$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{12 \cdot 0,6 \times 540}{2} = 3256 \cdot 6 \text{ daN}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2}$$

$$X = \frac{2 \times h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h}{n \times A}}}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{10}{2} - 0,6\right) + \frac{22}{2}$$

$$d_0 = 48 \cdot 4 \text{ cm}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 53 \cdot 4 \text{ cm}$$

$$X = \frac{2 \times 53 \cdot 4}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 135 \times 53 \cdot 4}{15 \times 33 \cdot 4}}} = 16 \cdot 54$$

$$X = 16 \cdot 54 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2} = \frac{135 \times (16 \cdot 54)^2}{2}$$

$$S' = 18466 \cdot 7 \text{ cm}^3$$

$$I_1 = nI_a + nA(h - X)^2 + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 2772 + 15 \times 33 \cdot 4(53 \cdot 4 - 16 \cdot 54)^2 + \frac{135 \times 16 \cdot 54^3}{3}$$

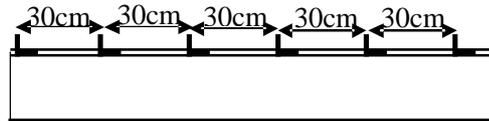
$$I_1 = 734579 \cdot 1 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} = \frac{3256,6 \times 18466,1}{734579,1} = 81,86 \text{ daN/cm}$$

$$G_c \leq \overline{G_{adm}} \Rightarrow S \times d \leq \overline{G_{adm}}$$

$$d \leq 38,71 \text{ cm} \rightarrow d = 30 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**Conclusion** : la distance entre les connecteurs est  $d=30\text{cm}$  pour tous les étages



#### **V.4) Calcul du ferrailage : (BAEL91.chapitre13)**

**Etapas de calcul :**

**1<sup>ere</sup> étape** : calcul des moments isostatiques :

$$M_x = m_x \times q \times l_x^2 \quad : \text{moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = m_y \times M_x \quad : \text{moment dans le sens de la grande portée.}$$

**2<sup>eme</sup> étape** : ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \cdot 1,25 M_0 \quad \text{Avec :}$$

$M_0$  : moment maximal calculé à la 1ere étape.

$M_t$  : moment en travée.

$M_e, M_w$  : moments absolue à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$$M_e = 0,3 M_0, \quad M_t = 0,85 M_0 \quad \text{travée de rive.}$$

$$M_e = 0,5 M_0 \quad M_t = 0,75 M_0 \quad : \text{travée intermédiaire.}$$

$$G = G1 + G2$$

$G1 = 4 \text{ KN/m}^2$  (poids du béton pour une hauteur totale de 0, 10 m).

$G2 = \text{lit de sable}(2\text{cm}) + \text{carrelage} + \text{mortier de pose} = 1,08 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,08 \text{ KN/m}^2$$

$Q = \text{charge d'exploitation} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$P_{elu} = 1,35 G + 1,5 Q = 10,61 \text{ KN/m}^2$$

#### **Calcul des moments fléchissant s :**

Le calcul se fait par une bande de 1m de largeur

$\alpha = l_x / l_y = 5,4 / 8,4 = 0,64 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$m_x = 1 / 8 \times (1 + 2,4 \alpha^3) = 0,076$$

$$m_y = \alpha^2 - 0,95(1 - 2,4 \alpha)^2 = 0,36$$

D'où ; Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_x = 0.076 * 10.61 * 8.4^2 = 56.89 \text{ KNm/ml}$$

$$M_y = 0.36 * 23.51 = 20.48 \text{ KNm/ml}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 * 56.89 = 42.67 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 * 20.48 = 15.36 \text{ KNm/ml}$$

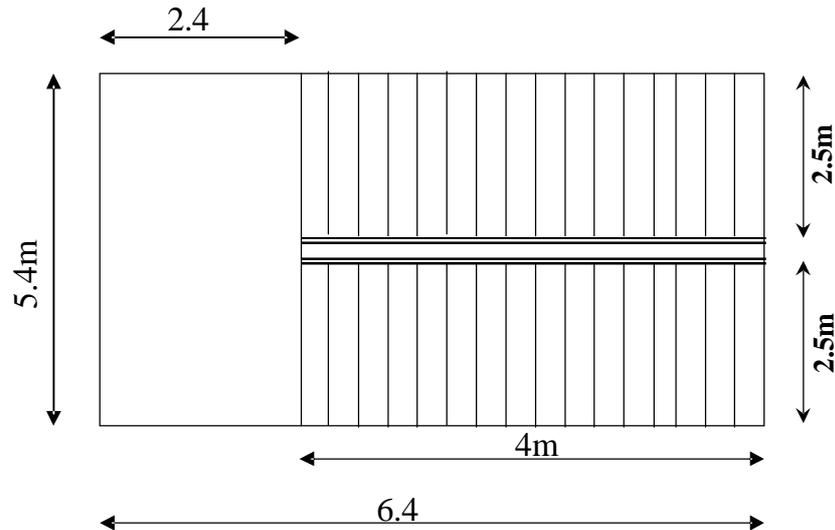
$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 * 56.89 = 28.45 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 0.5 * 20.48 = 10.24 \text{ KNm/ml}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

$I_x$	$I_y$	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{tx}$	$M_{ty}$
8.4	5.4	0.64	0.076	0.36	42.67	15.36

	Sur appui	en travée
$M_u$ (MN.m)	$42.67 * 10^{-3}$	$15.36 * 10^{-3}$
$M_{serv}$	$30.49 * 10^{-3}$	$10.98 * 10^{-3}$
m	0.214	0.077
• c	0.2999	0.2999
Domaine	<b>S.S.A.C</b>	<b>S.S.A.C</b>
$\sigma_s$ (MPa)	348	348
•	0.30	0.10
Z(m)	0.079	0.086
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.31	5.13
$A_{s \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.86	0.86
choix des barres	<b>6HA10</b>	<b>5HA12</b>
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.71	5.65

**V.5) Calcul et dimensionnement des escaliers**

L'escalier de notre structure à deux volées et un palier

On fixe la hauteur de marche de  $h=17\text{cm}$

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \rightarrow \text{condition.de.blandel}$$

$$0,59 \leq g + 2(0,17) \leq 0,66$$

$$0,25 \leq g \leq 0,31$$

$$g = 30\text{cm}$$

**V.5.1 Les charges appliquées**

Tôle striée -----  $45\text{kg/m}^2$

Carrelage -----  $40\text{kg/m}^2$

Mortier de pose -----  $40\text{kg/m}^2$

$$G=125\text{kg/m}^2$$

$$q=250\text{ kg/m}^2$$

**V.5.2 Pré dimensionnement des éléments de l'escalier****a)La cornière**

$$Q=(G+q)g$$

$$g=30\text{cm}$$

$$Q=112,5\text{kg/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1,12 \times (250)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 27,13\text{cm}^4$$

On adopte la cornière a ailes égales L 60x60x8

$$I_x = 29.1 \text{ cm}^4$$

$$P = 7.09 \text{ kg/m}$$

**b) Les poutres**

$$Q = (G + q) + q' \quad \text{Avec } G = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q' = 7.09 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Le nombre de contre marche } N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,7}{0,17} = 10$$

$$\text{- Le nombre de marche } N_m = N_c - 1 = 9$$

$$q = \text{Arctg} \frac{H}{L} = \frac{1,7}{2,7} = 32,2^\circ$$

H=1,7m : hauteur de la volée

L=2,7m : projection de l'ensemble de s girons

On répartie la charge q' sur le giron

$$q'l/2 = 7.09 \times 1.25 = 8.86 \text{ kg/m}$$

$$Q = (125 + 250) \times 2.5/2 + 8.86 = 477.6 \text{ kg/m}$$

**Condition de flèche**

$$L = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$L = \frac{H}{\sin a} = \frac{1,7}{\sin 32,2} = 3,20 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5 \times 4.77 \times \cos(32,2) \times (320)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I \geq 205.02 \text{ cm}^4$$

On choisit un profilé **UPN100** avec  $I_x = 206 \text{ cm}^4$

**Vérification de la poutre**

$$Q = \frac{4}{3} (125 + 7.09) + \frac{3}{2} (250 \times 2.5)$$

$$Q = 1115.82 \text{ kgdaN / ml}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1115.82 \times (3,20)^2}{8} = 1428.25 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{gM_o} = \frac{23.5 \times 41,9}{1,1} = 895.14 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y} \quad \text{Donc } \mathbf{c'est\ vérifié}$$

## ANALYSE DYNAMIQUE

### VI.1) Objectifs de l'étude dynamique

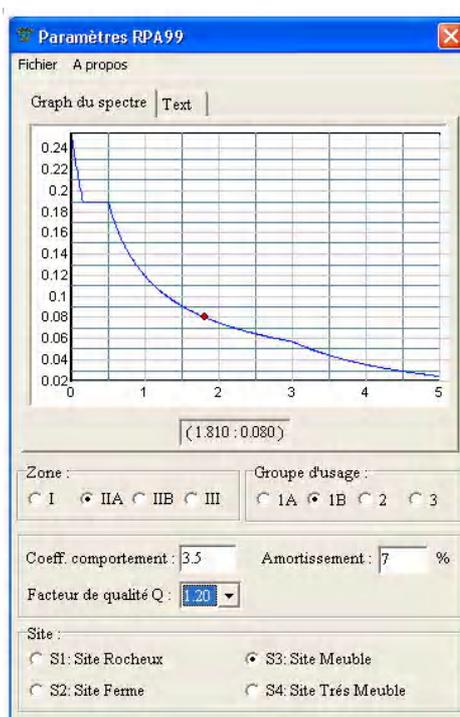
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### VI.2) Méthode dynamique spectrale

C'est la combinaison des effets engendrés dans la structure par des forces sismiques calculées pour chaque mode de vibration.

L'action sismique est traduite par le **spectre de réponse** représenté par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relatif «  $S_a/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leur oscillations non amorties  $T$ .



Le spectre de réponse de calcul donné par [RPA99/2003 \(§4.3.3\)](#) est le :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**h** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est

différent de 5%)  $h = \sqrt{7 / 2 + x} \geq 0.7$

**x** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

#### Remarque

Les méthodes dynamiques sont applicables généralement pour tous les types de structures. Aussi, et étant plus proches de la réalité, les méthodes dynamiques offrent des résultats plus appréciables que la méthode statique. C'est pourquoi nous avons préféré faire l'étude sismique par la méthode dynamique en utilisant le logiciel de calcul ETABS.

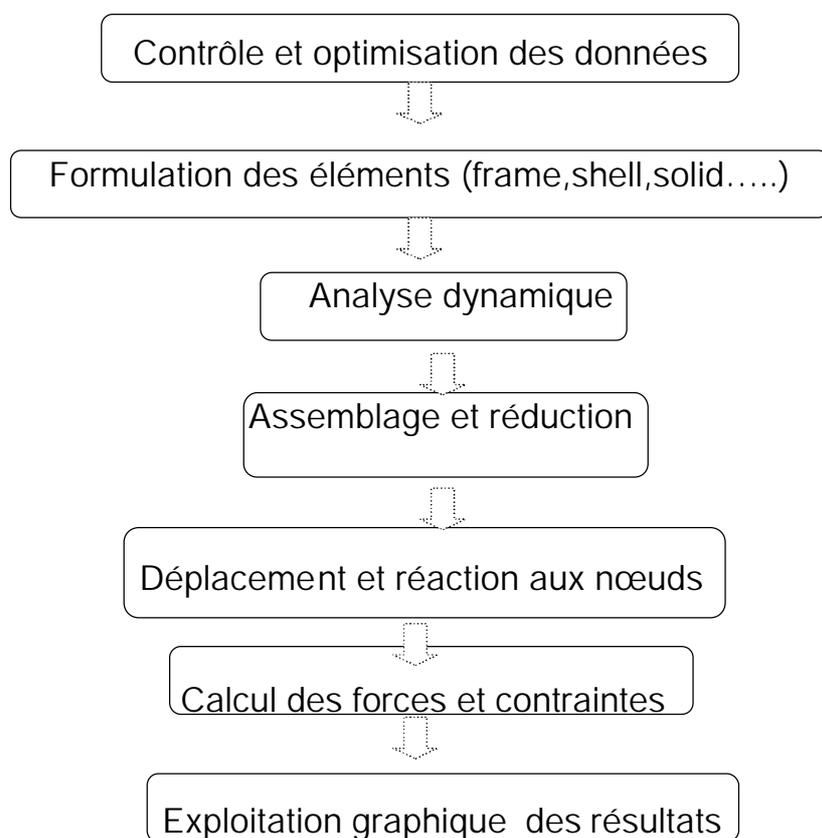
### VI.2.1) MODELISATION ET PRESENTATION DE LOGICIEL **ETABS 9**



Etabs.ico

**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types des structure.



Organigramme présentant les différents modules du logiciel ETABS

### VI.2.2) Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS

- opter pour un système d'unités (**KN/m**).
- définition de la géométrie de base.
- définition des matériaux.
- définition des sections.
- définition de l'élément dalle (**Shell**).
- ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- définition des charges à appliquer.
- introduction du spectre de réponse à appliquer.
- définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - C1** : G+Q
  - C2** : 1,35 G+1,5Q
  - C3** : G+Q+EX
  - C4** : G+Q+EY
  - C5** : 0,8G+EX
  - C6** : 0,8G+EY
  - C7** : G+Q+1,2EX.
  - C8** : G+Q+1,2EY.
- affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- Définir les conditions aux limites :

- a) pour les fondations en choisissant un type d'appui.  
 b) pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.  
 13) lancer l'analyse.  
 14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.  
 15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

### VI.2.3) Caractéristiques géométriques de la structure

#### a- Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G, Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}, \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : La masse de l'élément « i ».

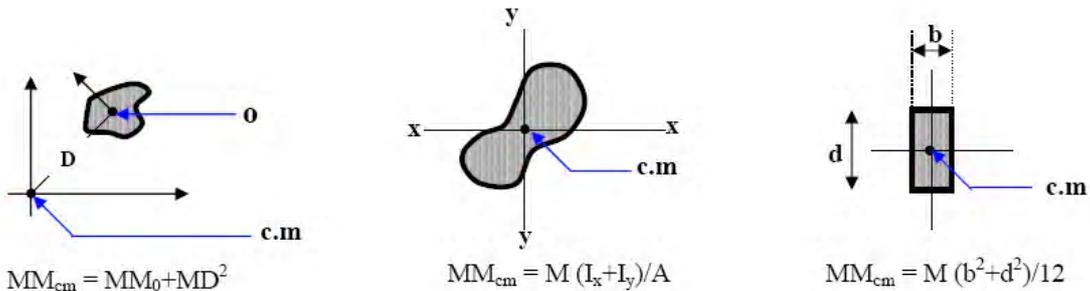
$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : Les Coordonnées de l'élément « i ».

#### b- Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux; ici on remarque deux cas :

- Si le centre de masse et le centre de torsion confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre : le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation au même temps.

#### c- Inertie massique ' $I_M$ '



Les résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux suivants :

<b>Niveau</b>	<b>Masse (t)</b>	<b><math>I_M (t.m^2)</math></b>
9	224.8991	24034.18
8	319.603	34155.92
7	322.3853	34942.5
6	326.9671	34942.5
5	326.9671	34942.5
4	326.9671	34942.5
3	326.9671	34942.5
2	326.9671	34942.5
1	985.624	210558
<b>RDC</b>	900.041	192275.54

<b>Niveau</b>	<b><math>X_{CM}</math></b>	<b><math>Y_{CM}</math></b>	<b><math>X_{CR}</math></b>	<b><math>Y_{CR}</math></b>	<b><math>e_x</math></b>	<b><math>e_y</math></b>
9	17.6	16.872	17.29	15.363	0.31	1.509
8	17.6	16.86	17.32	15.387	0.28	1.473
7	17.571	16.881	17.358	15.42	0.213	1.461
6	17.543	16.903	17.402	15.466	0.141	1.437
5	17.543	16.903	17.45	15.536	0.093	1.367
4	17.543	16.903	17.5	15.641	0.043	1.262
3	17.543	16.903	17.547	15.801	-0.004	1.102
2	17.543	16.903	17.581	16.04	-0.038	0.863
1	17.582	16.844	17.599	16.368	-0.017	0.476
<b>RDC</b>	17.6	16.825	17.6	16.711	0	0.114

( $X_{CM}$ ,  $Y_{CM}$ ) : Coordonnées de centre de masse en (m).

( $X_{CR}$ ,  $Y_{CR}$ ) : Coordonnées de centre de rigidité en (m).

$e_x$ : excentricité théorique suivent x

$e_y$ : excentricité théorique suivent y

### C- L'excentricité accidentelle

Dans notre cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens X :  $e_{acc} = 0.05 \times 38.4 = 1,92m$

Sens X :  $e_{acc} = 0.05 \times 28.1 = 1,41m$

Sens Y :  $e_{acc} = 0.05 \times 33.0 = 1.65m$

Sens Y :  $e_{acc} = 0.05 \times 22.2 = 1,11m$

### VI.3) Vérification de la structure RPA99

Mode	Périodes (s)	$a_{xi}$ (%)	$a_{yi}$ (%)	S $a_{xi}$ (%)	S $a_{yi}$ (%)
1	0.732773	0.0225	60.2824	0.0225	60.2824
2	0.521964	15.9519	0.0774	15.9744	60.3599
3	0.420119	46.7375	0.0023	62.7119	60.3621
4	0.129141	0.242	18.9675	62.9539	79.3296
5	0.124783	0.3455	3.7331	63.2994	83.0627
6	0.095889	23.9839	0.0377	87.2833	83.1004
7	0.066312	0.2928	0.0372	87.5761	83.1376
8	0.053433	0.0246	9.5247	87.6007	92.6623
9	0.046298	7.602	0.0303	95.2027	92.6926
10	0.040204	0.1193	0.0124	95.322	92.705
11	0.033331	0.0395	0.0568	95.3614	92.7617
12	0.031175	0.0153	3.7133	95.3767	96.475

La somme des masses modales effectives est supérieure à 90 % de la masse totale de la structure pour tout les modes ( RPA99, Article 4.3.4 )

#### L'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80•** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V' .....(RPA99 Article . 4.3.6)

Spectre	Fx (KN)	Fy (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < F
$E_x$	19874.32	725.91	11078.2	8862.56	Oui
$E_y$	725.91	19576.76	10604.5	8483.6	Oui

On voit clairement que  $0.8 \times V$  est inférieur à F, donc il n'y a pas de majoration des paramètres de réponse. La condition est vérifiée

#### Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \cdot L/2$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \Sigma F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

$$\frac{MS}{Mr} \geq 1,5$$

#### a- Sens longitudinal

W	Lx (m)	L x / 2	Ms(KN.m)	Mr ((etabs)	Ms / Mr	vérification
49965.6	38.4	19.2	177206.97	510986.22	1.87	Oui

#### b- Sens transversal

W	Ly(m)	L y / 2	Ms(KN.m)	Mr(etabs)	Ms / Mr	vérification
49965.6	33	16.5	167880.285	503630.46	1.64	Oui

### Justification vis à vis de l'effet P- $\delta$ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce phénomène est appelé « effet P- $\delta$  ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

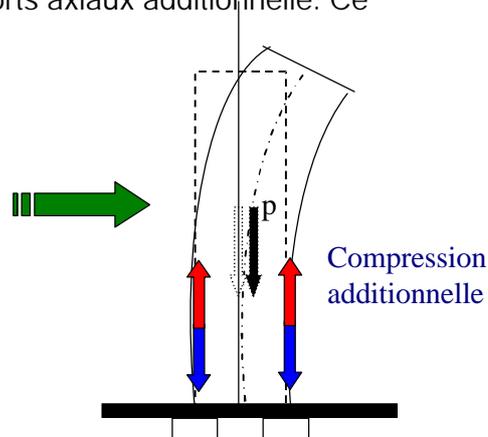
$$\delta_k = P_k \cdot \delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

$P_k$  : 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"

$\delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (résultat ETABS)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »



### Pour le sens X

Niveau	$P_k$	$\delta_k$	$h_k$	$V_x$	q
ÉTAGE9	3922	0.002967	3.74	135.94	0.02288792
ÉTAGE8	3827.4	0.003	3.74	260.06	0.01180538
ÉTAGE7	3938.3	0.002992	3.74	333.8	0.00943871
ÉTAGE6	3938.3	0.002934	3.74	384.47	0.00803591
ÉTAGE5	3938.3	0.002809	3.74	431.15	0.00686058
ÉTAGE4	3938.3	0.002609	3.74	485.05	0.00566402
ÉTAGE3	3938.3	0.002327	3.74	547.5	0.00447558
ÉTAGE2	3938.3	0.00195	3.74	607.14	0.00338207
ÉTAGE1	9586	0.00195	4.08	684.56	0.00669268
RDC	9000.4	0.001074	4.08	725.91	0.0032638

### Pour le sens y

Niveau	$P_k$	$\delta_k$	$h_k$	$V_x$	q
ÉTAGE9	3922	0.0023	3.74	3447.72	0.00069957
ÉTAGE8	3827.4	0.002338	3.74	7176.97	0.00033338
ÉTAGE7	3938.3	0.002342	3.74	10033.72	0.00024579
ÉTAGE6	3938.3	0.002306	3.74	12304.81	0.00019734
ÉTAGE5	3938.3	0.002217	3.74	14159.52	0.00016487
ÉTAGE4	3938.3	0.002066	3.74	15720.62	0.00013839
ÉTAGE3	3938.3	0.001848	3.74	17022.12	0.00011432
ÉTAGE2	3938.3	0.001562	3.74	18024.99	0.0000913
ÉTAGE1	9586	0.001757	4.08	19124.32	0.00021586
RDC	9000.4	0.000934	4.08	19576.76	0.00010525

## Chapitre VII Vérification des éléments

### VII.1) Origine des phénomènes d'instabilité

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,  
-tant globalement au niveau de la structure  
-qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

#### Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

#### Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 3 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

##### ✓ Le voilement :

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas à rapprocher du phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. Il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme
- soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés

##### Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi-articulée aux extrémités, soumise à un effort  $N$  que l'on augmente progressivement, on observe que quand  $N$  atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande cette

Déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme .dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

**Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu' une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et a la torsion. La partie supérieur de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

**VII.2) Vérification des poteaux**

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différentes chargement qui sollicitent de manière variable a chaque portique , donc avec ces raison et d'autre , on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la poutre la plus sollicitée

**2.1)Poteau de BHEB 550 :**

Caractéristiques de l'HEB 550 :

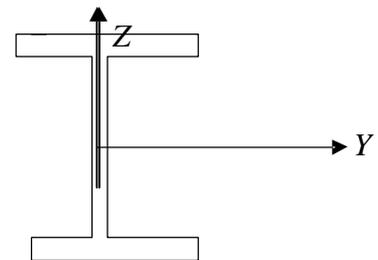
caractéristique profile	A (cm <sup>2</sup> )	Wplz (cm <sup>2</sup> )	Wply (cm <sup>2</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	iz (cm)	iy (cm)	Classe <b>01</b> (**)
HEA 240	254	1341	5591	13080	136700	7.17	23.2	

Chargement ou sollicitations

$$G+Q+1.2E_y \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = -1903.91 \text{ KN} \\ M_{sd} = 103.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

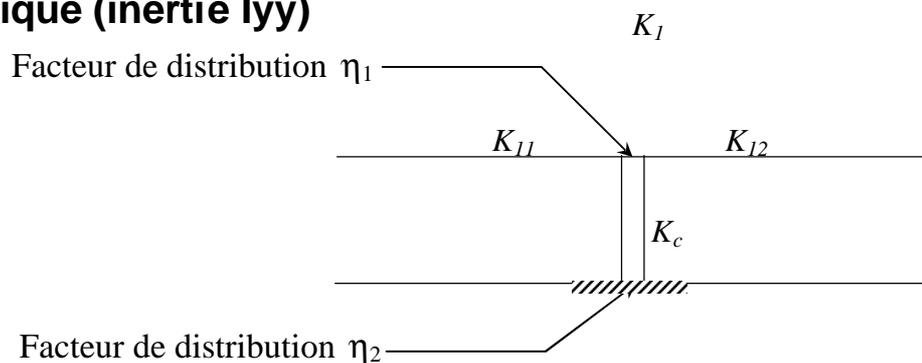
$$N_{pl} = A \times f_y = 254 \times 23.5 = 5969 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 5591 \times 23,5 \times 10^{-2} = 1313,88. \text{ KN.cm}$$



**Flambement sous compression simple :**

**- Plan portique (inertie I<sub>yy</sub>)**



$$*h_1 \equiv \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$*h_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{22} + K_{21}}$$

$$*h_1 = \frac{\frac{136700}{3.74} + \frac{136700}{4.08}}{\frac{136700}{4.08} + 2 \times 1.5 \frac{67120}{8.4} + \frac{136700}{3.74}} = 0.75$$

$$*h_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$\frac{l_{ky}}{L} = \left[ \frac{1 - 0.2(h_1 + h_2) - 0.12h_1h_2}{1 - 0.8(h_1 + h_2) + 0.60h_1h_2} \right]^{0.5} = 3.35$$

$$l_{ky} = 3.35 \times 4.08 = 13.65m$$

$l_{ky}$  : longueur de flambement

$$*l_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1365}{23.2} = 58.84$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$l_4 = p [E / f_y]^{0.5} = 93.9e$$

$$e = [235 / f_y]^{0.5} = 1$$

$$\bar{l}_y = (l / l_4) [b_a]^{0.5} = \frac{58.84}{93.9} = 0.65$$

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{300} = 1.83 \geq 1.2 \Rightarrow tf \leq 40mm \Rightarrow \text{caurbe}(a)$$

$$\Rightarrow X_y = 0.85 < 1 \Rightarrow \text{page 75} - \text{CCM 97}$$

$$N_{sd} \leq b_a A \frac{f_y}{g_{m0}} \Rightarrow 1903.91 \leq 0.85 \times 1 \times 254 \times \frac{23.5}{1.1} = 4612.41KN$$

**donc c'est Vérifiée**

**Annexe A5  
CCM 97**

**Annexe A 12  
CCM 97**

**Plan portique (inertie)** $h_2 = 1 \Rightarrow$  encastrement

$$h_1 = \frac{\frac{13080}{4.08} + \frac{13080}{3.74}}{\frac{13080}{4.08} + 2 \times 1.5 \frac{2668}{8.4} + \frac{13080}{3.74}} = 0.87$$

$$L_{kz} = 4.48 \times 4.08 = 18.27m$$

$$l_z = \frac{182.7}{7.17} = 25.5 \Rightarrow \bar{l}_z = \frac{25.4}{93.9} = 0.27 \Rightarrow X_z = 0.98 < 1$$

$$N_{sd} \leq b_a A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow 1903.91 \leq 0.98 \times 1 \times 254 \times \frac{23.5}{1.1} = 5317.84 \text{ KN}$$

**Donc c'est vérifié****Flambement par flexion**

$$X_{\min} = 0.85$$

$$*X = X_z = 0.98 \quad X : \text{coefficient de réduction de flambement}$$

$$M_{cr} = 1452.63 \text{ KN.m}$$

$$\bar{l}_t = (b_w \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0.5} = \sqrt{\frac{1313.88}{1452.63}} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow X_t = 0.75$$

$$\bar{l}_t : \text{Élancement de déversement}$$
**-Risque de déversement****Klt = 0.032 < 1 => Finalement : déversement représente un mode potentiel de ruine**

$$* \frac{N_{sd} \times \gamma_{M1}}{X_z \times N_{pl}} + \frac{Klt \times M_{sdy} \times \gamma_{M1}}{X_t \times M_{ply}} < 1$$

$$* \frac{190391 \times 1.1}{0.98 \times 5969} + \frac{10394 \times 0.032 \times 1.1}{0.75 \times 131388} = 0.36 < 1$$

Profil HEB 550 admis donc réserve de résistance de **64%****Vérification de HEB 550 au voilement**

Ø Classe de la section

**La semelle**

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 300/2 = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 29 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 5.17 < 10 \cdot \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$d=438\text{mm}$

$t_w=15\text{mm}$

$d/t_w=29.2 < 72 \cdot \epsilon = 72$  donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité

Critère de vérification au voilement

$$\frac{a}{d} = \frac{280}{438} = 0.64 < 1 \Rightarrow K_t = 4 + \frac{5.34}{(a/d)^2} = 17.04$$

$K_t$ : coefficient de voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t} = 29.2 < 30 \cdot \epsilon \sqrt{K_t} = 123.84$$

### **Remarque**

Il est facile de vérifier, dans les catalogues donnant les caractéristiques géométriques des profilés laminés normalisés, que pour tous les profils IPE, HEA, HEB ( $h=600\text{mm}$  maximum), qui constituent l'essentiel des profils utilisés en bâtiment on a bien ( $d/t_w < 69\epsilon$ ), ce qui signifie qu'une vérification au voilement n'est pas nécessaire. ([Structures métalliques par Eurocode page132](#))

### **2.2) Poteau de HEB 500 :**

Caractéristiques de l'HEB 500 :

**Chargement ou sollicitations :**

$$1.35G + 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 1182.24 \text{ KN} \\ M_{sd} = 59.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N_{pl} = 239 \times 23.5 = 5616.5 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = 4815 \times 23.5 \times 10^{-2} = 1131.52 \text{ KN m}$$

$$M_{plz} = 1292 \times 23.5 \times 10^{-2} = 303.62 \text{ KN m}$$

### **Flambement**

#### **Plan portique (inertie Iyy)**

caractéristique	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
profile							
HEB 500	239	1292	4815	107200	12620	21.12	7.27

$$*h_1 \equiv \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$*h_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{22} + K_{21}}$$

$$*h_1 = \frac{\frac{107200}{3.74} + \frac{107200}{4.08}}{\frac{107200}{4.08} + 2 \times 1.5 \frac{67120}{8.4} + \frac{107200}{3.74}} = 0,69$$

$$*h_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$\frac{l_{ky}}{L} = \left[ \frac{1 - 0.2(h_1 + h_2) - 0.12h_1h_2}{1 - 0.8(h_1 + h_2) + 0.60h_1h_2} \right]^{0.5} = 3,06$$

$$l_{ky} = 3,06 \times 4,08 = 12,5m$$

$l_{ky}$  : longueur de flambement

$$*l_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1250}{21,12} = 59,18$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$l_4 = \rho [E / f_y]^{0.5} = 93,9e$$

$$e = [235 / f_y]^{0.5} = 1$$

$$\bar{l}_y = (l / l_4) [b_a]^{0.5} = \frac{59,18}{93,9} = 0,63$$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.66 \geq 1.2 \Rightarrow tf \leq 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{courbe (a)}$$

$$\Rightarrow X_y = 0,88 < 1 \Rightarrow \text{page 75 - CCM 97}$$

$$N_{sd} \leq b_a A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow 1182,24 \leq 0,88 \times 1 \times 239 \times \frac{23.5}{1.1} = 4493,2 \text{ KN}$$

**donc c'est Vérifié**

**Plan portique (inertie lzz) :**

$$h_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$h_1 = \frac{\frac{12620}{4.08} + \frac{12620}{3.74}}{\frac{12620}{4.08} + 2 \times 1.5 \frac{2668}{8.4} + \frac{12620}{3.74}} = 0.87$$

$L_{kz} = 4.48 \times 3.74 = 16.75m$

$$l_z = \frac{167,5}{7,27} = 23,04 \Rightarrow \bar{l}_z = \frac{23,04}{93,9} = 0,24 \Rightarrow X_z = 0,99 < 1$$

$$N_{sd} \leq b_a A \frac{f_y}{g_{m0}} \Rightarrow 1182,24 \leq 0,99 \times 1 \times 239 \times \frac{23,5}{1,1} = 5054,80 \text{ KN}$$

**Donc c'est vérifié**

### **B) Flambement par flexion**

$$X_{min} = 0,88$$

\* $X_z = 0,99$        $X$  : coefficient de réduction de flambement

$$M_{cr} = 1252,84 \text{ KN.m}$$

$$\bar{l}_t = (b_w \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0,5} = \sqrt{\frac{1313,88}{1452,63}} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow X_t = 0,75$$

$\bar{l}_t$  Élancement de déversement

**-Risque de déversement**

$$\bar{l}_z = 0,24 \Rightarrow X_z = 0,99$$

$$K_t = 1 - \frac{mLt \times N}{X_z \times A \times f_y}$$

$$mLt = 0,15 \left[ \bar{l}_z \times bMLT - 1 \right] < 0,9$$

$$bMLT = 1,3 \rightarrow (\text{figure 55.4}) \text{CCM 97}$$

$bMLT$  : facteur de moment uniforme équivalent

$$mLt = 0,1032 < 0,9 \Rightarrow K_t = 1 - \frac{0,1032 \times 1182,24}{0,99 \times 239 \times 23,5} = 0,97$$

**$K_t = 0,97 < 1 \Rightarrow$  Finalement : déversement représente un mode potentiel de ruine**

$$* \frac{N_{sd} \times gM1}{X_z \times N_{pl}} + \frac{K_t \times M_{sdy} \times gM1}{X_t \times M_{ply}} < 1$$

$$* \frac{1182,24 \times 1,1}{0,99 \times 56165} + \frac{59,87 \times 0,97 \times 1,1}{0,75 \times 131359} = 0,31 < 1$$

Profil HEB 550 admis donc réserve de résistance de 69%

**Vérification de HEB 500 au voilement**

Ø Classe de la section

**La semelle**

$b=300\text{mm}$

$C=b/2=300/2=150\text{mm}$

$t_f=28\text{mm}$

$C/t_f=5.36 < 10 \cdot \cong 10$  donc la semelle est de classe 1.

**Ame fléchie**

$d=390\text{mm}$

$t_w=14.5\text{mm}$

$d/t_w=26.9 < 72 \cdot \cong 72$  donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amené à la plasticité

Critère de vérification au voilement

$$\frac{a}{d} = \frac{280}{390} = 0.72 < 1 \Rightarrow K_t = 4 + \frac{5.34}{(a/d)^2} = 14.30$$

$K_t$  : coefficient de voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t} = 26.9 < 30 \cdot e \sqrt{K_t} = 113.45$$

**VII.3)Vérification des poutres :****3.1) Les poutres (IPE 550)****Vérification à la flexion :**

La résistance de la poutre à la flexion est déterminée à partir de :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{plRd} = \frac{w_{pi} f_y}{gM_0}$$

$$d' au....w_{pi} \geq \frac{gM_0 M_{sd}}{f_y}$$

$$gM_0 = 1,1$$

$$M_{sd} = 290.59$$

$$w_{ply} = 2787\text{cm}^3$$

$$\frac{gM_0 \times M_{sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 290.59 \times 10^3}{235} = 1360,21\text{cm}^3$$

$2787 > 1360,2 \Rightarrow$  **c'est vérifié**

Donc le profilé est **admis**

**Vérification au cisaillement**

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$  tel que :

$A_v$  : aire de cisaillement

$A$  : aire de la section transversale

$b$  : largeur hors tout

$d$  : hauteur d'âme entre nus intérieur des semelles

$r$  : rayon de la semelle

$t_f$  : épaisseur de semelle

$t_w$  : épaisseur d'âme

Pour un profilé de IPE 550 on a

$$A_v = 134 - 2 \times 210 \times 17.2 + (11.1 + 2 \times 24) \times 17.2$$

$$A_v = 71,93 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{7193 \times 0.235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 887,21 \text{ KN}$$

La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$197.82 < 887.21$$

D'après l'article **5.6.6.2CCM97** l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl}} = 0.33 < 0.5$$

**Remarque**

Nous constatons que l'effort tranchant  $V_{sd} < 0.5V_{pl.Rd}$  pour cela ceci est jugé faible et ne peut en aucun cas réduire la capacité plastique du moment ce dernier est prés tel qu'il est sont lui appliquer des coefficient de réduction.

**Vérification au déversement**

résistance en flexion de la poutre peut être limitée par le déversement de la membrure comprimée .l'examen de la répartition des moments fléchissant le long de la poutre montre qu'il existe deux zones qui correspondent à des distributions de moments fléchissant défavorable vis-à-vis du déversement .il s'agit du tronçon 1 Au voisinage du milieu de la travée (zone de moments positifs) et du tronçon2 (zone de moments négatifs), proche de l'appui extrême .la longueur entre points de maintien latéral de la membrure comprimée est  $L=1.35\text{m}$

D'après le tableau F.1.2 annexe F page420, **K=1.0**

**Vérification du tronçon 1**

$C_1=1.285$  (encastrement)

$$I_{lt} = \frac{L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \left( 1 + \frac{L^2 G I_t}{\rho^2 E I_w} \right)^{0.25}}$$

$W_{pl,y}$  : Module de résistance plastique sur y

$W_{ply}=4815$

$I_z = 2668 \text{cm}^4$

$I_t$  : moment d'inertie de torsion

$$I_t = \frac{1}{3} (h \times t_w^3 + b \times t_f^3) = 18210 \text{cm}^4$$

$I_w$  : facteur de gauchissement

$$I_w = I_x \left( \frac{h - t_f}{2} \right) = 47491427.2 \text{cm}^4$$

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.  $L=1.35\text{m}$

$$\frac{G}{E} = 0,385$$

$$\left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25} = 0,1163$$

$$\left( 1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\rho^2 \times E \times I_w} \right)^{0.25} = 7.64$$

$$I_{Lt} = 25.34$$

$$\overline{I}_{Lt} = \frac{I_{Lt}}{\rho \sqrt{\frac{E}{fy}}} = \frac{25.34}{\rho \sqrt{\frac{210000}{235}}} = \frac{25.34}{93.86} = 0,27$$

$$\overline{I}_{Lt} = 0.27 \leq 0.4$$

D'après l'article (§5.2.2.7 EC3) lorsque l'élançement réduit  $\overline{I}_{LT} \leq 0.4$ , il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.

**Vérification du tronçon 2**

On prend le moment fléchissant au point E nul, soit  $\psi = 0$  d'après annexe F  
Tableau F.1.1  $\Rightarrow C_1=1,879$  Pour  $K=1$  selon les mêmes démarches de calcul que  
précédemment, on a :

$$l_{Lt} = 20,96$$

$$\bar{l}_{Lt} = \frac{l_{Lt}}{\rho \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{20,96}{\rho \sqrt{\frac{210000}{235}}} = \frac{20,96}{93,86} = 0,22$$

$$\bar{l}_{Lt} = 0,22 \leq 0,4$$

, Il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement sur le tronçon 2

### 3.2) Les poutres IPE240

#### Vérification à la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pi} f_y}{gM_0}$$

$$d'au \dots w_{pi} \geq \frac{gM_0 M_{sd}}{f_y}$$

$$gM_0 = 1,1$$

$$M_{sd} = 75,48 \text{ KNm}$$

$$w_{ply} = 367 \text{ cm}^3$$

$$\frac{gM_0 \times M_{sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 75,48 \times 10^3}{235} = 353,31 \text{ cm}^3$$

$367 > 353,31 \Rightarrow$  **c'est vérifié**

Donc le profilé est **admis**

#### Vérification au cisaillement

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{gM_0 \times \sqrt{3}}$$

Avec  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$  tel que :

**A<sub>v</sub>** : aire de cisaillement

**A** : aire de la section transversale

**b** : largeur hors tout

**d** : hauteur d'âme entre nus intérieur des semelles

**r** : rayon de la semelle

**t<sub>f</sub>** : épaisseur de semelle

**t<sub>w</sub>** : épaisseur d'âme

Pour un profilé de IPE240 on a

$$A_v = 39.1 - 2 \times 120 \times 9.8 + (6.2 + 2 \times 15) \times 9.8$$

$$A_v = 19.12 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{1912 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 23583 \text{ KN}$$

La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$59.48 < 235.48$$

D'après l'article **5.6.6.2CCM97** l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

$$\frac{V_{sd}}{V_{plRd}} = 0.25 < 0.5$$

### **Vérification au déversement**

$$w_{ply} = 367 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\chi}_{LT} = \left( \frac{\chi_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$\chi_w = 1$  pour une section de classe 1 ou 2

$$w_{ply} = 367 \text{ cm}^3$$

$M_{cr} = 91.75 \text{ KN.m}$  donné par logiciel ETABS

$\bar{\chi}_{LT} = 0.33 < 0.4$  il n'y a pas un risque de déversement

## Etude d'assemblage

### VIII.1) Les types de liaison

- Les assemblages sont classés en deux grandes catégories :
- assemblages « mécaniques » : boulons, vis, rivets... ;
  - assemblages « adhérents ou cohésifs » : soudure, collage...

Les assemblages concernent des éléments structurels – poteaux, poutres, diagonales de contreventement, tirants – ou des matériaux de partition ou d'enveloppe. Ils représentent une fraction significative du coût d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui consiste à assurer la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles. Ils sont particulièrement mis en valeur lorsqu'ils montrent le fonctionnement structurel du bâtiment.

### VIII.2) Assemblages mécaniques

#### Les boulons

Le boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal.

. Le serrage d'un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Les boulons à haute résistance (HR) et à serrage contrôlé sont plus efficaces. Le serrage d'un boulon HR crée entre deux pièces une pression qui s'oppose au glissement par frottement. Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. Le serrage contrôlé de ce type de boulon se fait par une clé dynamométrique (munie d'un appareil de mesure de l'effort).

#### Les rivets

Le rivetage a été longtemps le seul procédé d'assemblage utilisable en construction métallique (par exemple pour la tour Eiffel). Développé dès la fin du XVIIIe siècle pour la confection des chaudières

#### Assemblages adhérents ou cohésifs

##### Le soudage

Le soudage consiste à fondre localement avec ou sans apport de métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible. Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par un arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion.

.Les positions de soudage peuvent s'effectuer pour des pièces :

- à plat bout à bout ;
- à plat superposé ;
- à plat d'angle.

##### Le collage :

Encore expérimental, le collage de pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application

#### **Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.1 –CCM97)**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\bullet_{MB} = 1,25$

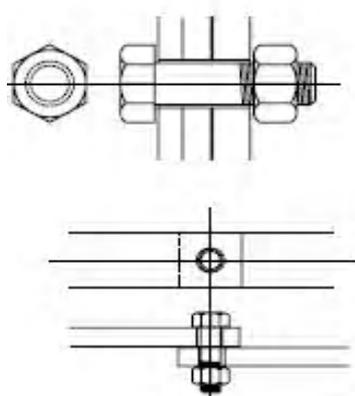
- Résistance des boulons à traction :  $\bullet_{MB} = 1,50$

### **E) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

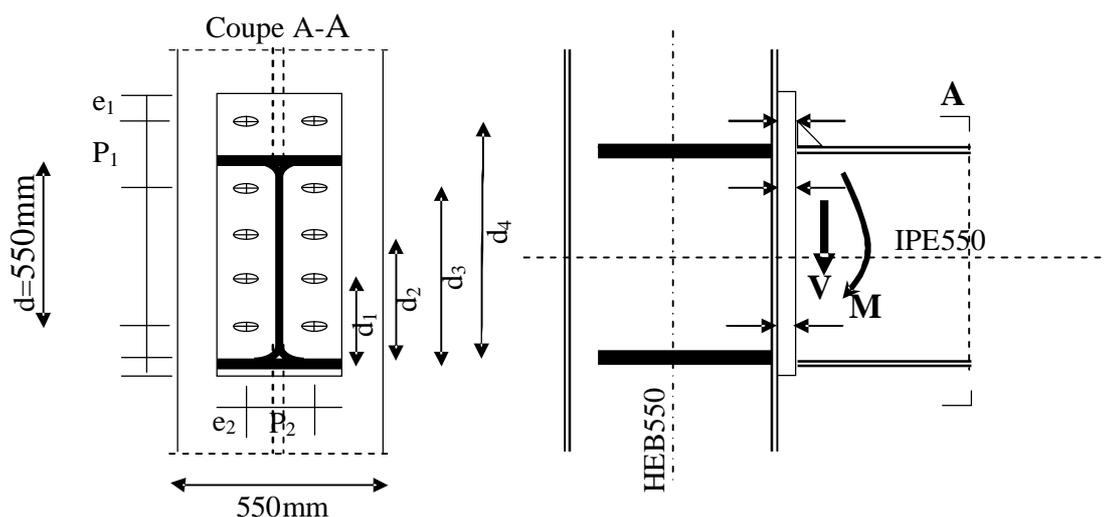
- Le coefficient de frottement  $\bullet$  doit correspondre à sa valeur de calcul.  
Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.
- $\bullet = 0,50$  pour les surfaces de la classe A
- $\bullet = 0,40$  pour les surfaces de la classe B
- $\bullet = 0,30$  pour les surfaces de la classe C
- $\bullet = 0,20$  pour les surfaces de la classe D.

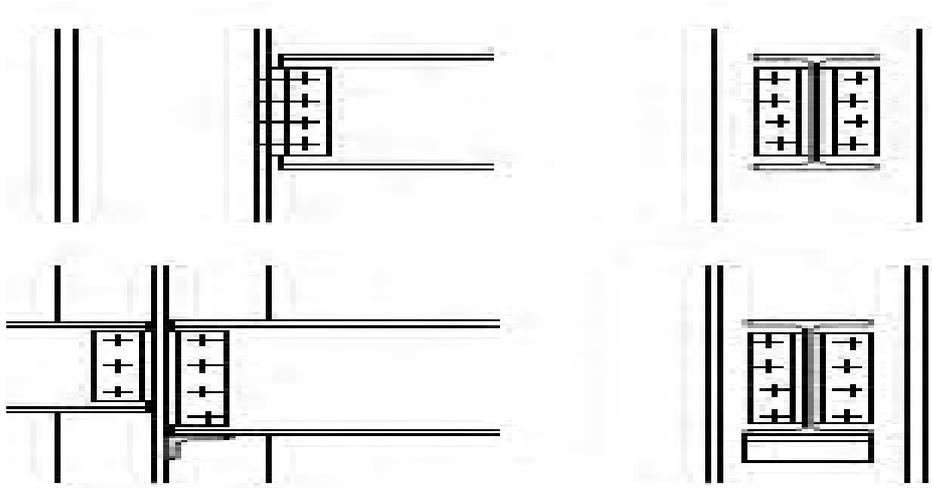
### **Schéma d'assemblage mécanique par boulon avec écrou**



## **VIII.3) Calcul des assemblages**

### **VIII.3.1) L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité**





L'assemblage fait par platine d'extrémité entre une poutre (IPE 550) et un poteau (HEB 550).

$$M_{sd} = 7954,9 N.m$$

$$V_{sd} = 89,572 KN$$

L'espace des éléments d'attache

$$P_2 = 120mm$$

$$e_2 = 60mm$$

$$d_1 = 148mm$$

$$d_2 = 246mm$$

$$d_3 = 344mm$$

$$d_4 = 600mm$$

**\*Poteau HEB 550**

- $t_{fc} = 29mm$  ;  $tw_c = 15mm$  ;  $t_r = 10mm$  (épaisseur de raidisseur ; conge =  $r = 27mm$ )

**\*Poutre IPE 550**

- $t_{fb} = 17.2mm$        $tw_b = 11.1mm$        $t_r = 10mm$        $r = 24mm$

• **Détermination de diamètre des boulons :**

$$F_p = 0,7 f_{ub} A_s \quad \text{CCM97(art.6.5.6.2 (1))}$$

Calcul de  $A_s$

$$M_{sd} = 190.89 KNm = 19089.5 KNmm$$

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2} \leq n \cdot F_p$$

$$\sum d_i^2 = 88^2 + 161^2 + 234^2 + 307^2 = 182670 mm^2$$

$$\sum d_i^2 = 148^2 + 246^2 + 344^2 + 600^2 = 560756 mm^2$$

$$N_1 = \frac{148 \times 190.89}{560756} = 50.38 KN$$

$$N_2 = \frac{246 \times 19089}{560756} = 83.74 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{344 \times 19089}{560756} = 117.10 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{600 \times 190.89}{560756} = 204.25 \text{KN}$$

Boulons les plus charges sont les boulons de la ligne 1<sup>er</sup> niveau (N4)

Il faut vérifier  $\bullet_4 \leq n \cdot F_p$

n : nombre de boulons par rangée (n=2)

$$\Rightarrow \bullet_4 \leq 5 \times 0,7 f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N / mm}^2 \quad (\text{Euro3 ; art3.3.2.1 (3)})$$

$$A_s \geq \frac{N_4}{n \times 0,7 \times f_{ub}} = \frac{204.25}{2 \times 0,7 \times 1} = 85.10 \text{mm}^2$$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre  $\bullet = 14 \text{ mm}$  ( $A_s = 115 \text{ mm}^2$ )

$$N_1 = 2F_p = 2 (0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 115 \times 100) = 161 \text{ kN}$$

• **Moment résistant de l'assemblage**

$$M_r = \frac{N_4 \sum d_i^2}{d_4} = \frac{161 \times 560756}{600} = 150469.53 \text{KNmm}$$

$$M_{sd} = 19089.5 \text{KNmm}$$

$$M_{sd} < M_r$$

$$M_r = 150469.53 \text{KNmm}$$

• **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{89,572}{10} = 8,957 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{k_s \cdot m \cdot \bullet \cdot F_p}{\bullet \bullet_s}$$

m=1 (nombre d'interfaces de frottement)

$k_s=1,0$  (pour les trous à tolérances normales)

$\mu=0.3$  (coefficient de frottement des pièces)

$\bullet_M=1.25$  (pour les trous de tolérances normales)

$$F_p=80.50 \text{KN}$$

$$F_s = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 80.50}{1.25} = 19.32 \text{ KN}$$

$$(V_1=8,957) < (F_s=19.32)$$

- **Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$Frd \geq Fsd$$

$$* Frd = fy \times twc \times \frac{b_{eff}}{gM_0}$$

$$* b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$* b_{eff} = 17.2 + 2 \times 30 + 5(29 + 27) = 357.2 \text{ mm}$$

$$* Frd = 235 + 15 \times \frac{357.2}{1.1} = 5105.91 \text{ KN}$$

$$* Fsd = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{19089.5}{(550 - 17.2)} = 35.83 \text{ KN}$$

Calcul des  
structures  
métallique

\***Frd** **Fsd** La Condition est vérifiée , il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur

- Ø **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$Frd \geq Fsd$$

$$* Frd = fy \times twc \left(1.25 - 0.5gM_0 \frac{Sn}{fy}\right) \times \frac{b_{eff}}{gM_0}$$

$$* b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$* b_{eff} = 17.2 + 2 \times 30 + 5(29 + 27) = 357.2 \text{ mm}$$

$$* Sn = \frac{V}{A} + \frac{M}{W_{yy}} = 0 + \frac{19089.5}{55.91} = 341.43 \text{ KN / m}^2$$

$$* Frd = 235 + 15 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{341.43}{235}\right) \frac{357.2}{1.1} = 2431.33 \text{ KN}$$

$$* Fsd = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{19089.5}{(550 - 17.2)} = 35.83 \text{ KN}$$

\***Frd** **Fsd** Vérifiée

**Etude des ancrages****CALCUL DES PLATINES ET DES ANCRAGES EN PIEDS DE POTEAUX ENCASTRES*****IX.1) Introduction***

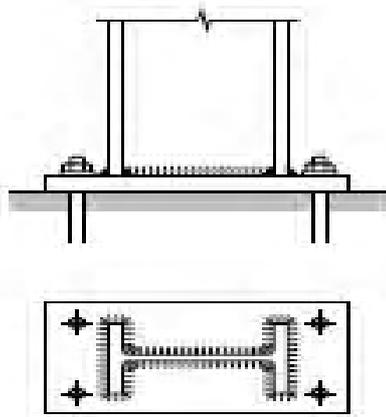
L'encastrement des pieds de poteaux est rendu nécessaire dans l'une ou l'autre des situations suivantes :

- les poteaux doivent assurer seuls la stabilité verticale de l'ouvrage
- des critères de déformations horizontales très sévères sont imposés aux bâtiments industriels comportant des chemins déroulement de ponts roulants lourds ;
- les dimensions de la platine d'extrémité sont trop grandes pour pouvoir réaliser des articulations et l'on ne souhaite pas recourir à des dispositifs spéciaux (rotules, appareils d'appui élastomères) estimés trop coûteux.

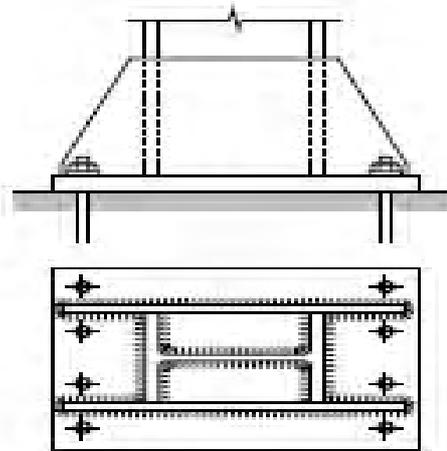
la figure ci -dessous illustre quelques exemples des pieds des poteaux encastrés. On retrouve dans les pieds de poteaux encastrés les mêmes composants que pour les pieds de poteaux articulés sauf que la géométrie, la fabrication et la mise en oeuvre sont beaucoup plus complexes.

La transmission des moments fléchissants s'effectue suivant le schéma de la figure ci -dessous le moment est équilibré par un couple constitué d'un effort de compression sur le béton et d'un effort de traction dans les tiges. Plus les moments sont importants, plus il faut augmenter le bras de levier afin que les contraintes dans les

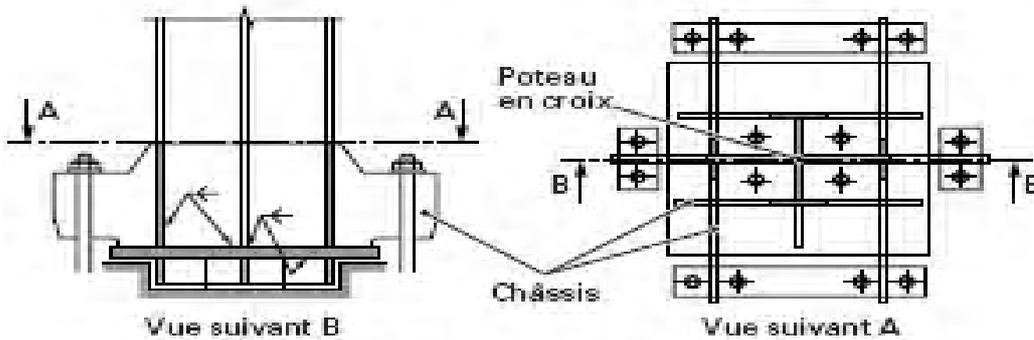
tiges et sur le béton demeurent admissibles. Comme par ailleurs, la section acier -béton doit rester plane, il faut que le pied de poteau soit très raide, ce qui nécessite le recours à de nombreux raidisseurs.



(a) platine d'extrémité

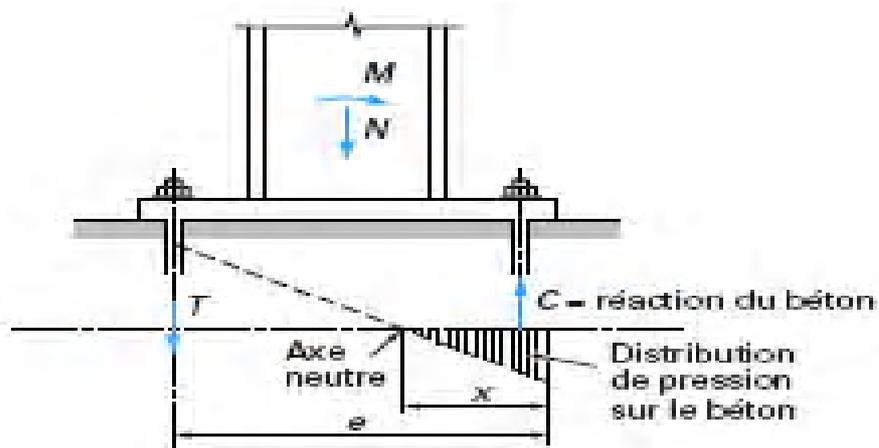


(b) platine d'extrémité et raidisseurs



(c) platine d'extrémité et châssis

**Exemples de pieds de poteaux encastrés**



**Schéma d'équilibre des efforts dans un pied de poteau encastré**

## IX.2) Définitions

### IX.2.1) platine d'extrémité

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation. sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur

### IX.2.3) les tiges d'ancrage

. Les tiges d'ancrage servent uniquement à reprendre les efforts verticaux de traction. Leur dimensionnement (diamètre et longueur de la tige) dépend :

- de la résistance à la traction de la section résistante de la tige ;
- des caractéristiques d'adhérence et de résistance du béton.

### IX.2.4) la bêche

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

### IX.2.5) la contre platine

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. la contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

### IX.2.6) Hypothèse

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal

Le béton des poteaux est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

## IX.3) Choix des cordons de soudures

Poteau HEA240 ( $h_c = 550 \text{ mm}$ ;  $B = 300 \text{ mm}$ ;  $t_f = 29 \text{ mm}$ ;  $t_w = 15 \text{ mm}$ )

Cordon semelle:  $a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 29 = 20.3 \text{ mm}$       ~~on prend~~  $a_s = 22 \text{ mm}$

Cordon d'âme:  $a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$       ~~on prend~~  $a_d = 12 \text{ mm}$

La largeur minimale de la platine  $h_{p \min}$  :

$h_{p \min} = 2a_s + h_c = 2 \times 22 + 550 = 594 \text{ mm}$        $\implies$  on prend  $h_p = 600$  On a le poteau

HEB550, encastrement en pied, soumis à un effort normal pondéré centré de :

$N = 1340.18 \text{ kN} = 134018 \text{ daN}$

$M = 11.65 \text{ kN.m} = 1165 \text{ daN.m}$

$T = 10.12 \text{ kN} = 1012 \text{ daN}$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment  $\bar{u} = 80 \text{ daN/cm}^2$

### IX.3.1) Caractéristique des tiges

Donc on adoptera des tiges avec des plaques d'ancrage

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2}$$

$g_c$  : étant le dosage en ciment du béton  $= 350 \text{ kg/m}^3$

$\phi$  : diamètre de la tige lisse

$l_1$  : longueur de la tige lisse  $= 38.5$

$N$  : l'effort de soulèvement

(Sous  $G+Q+1.2E = 1340.18\text{KN}$ )

$d_1$  : distance centre la tige et la paroi la plus proche

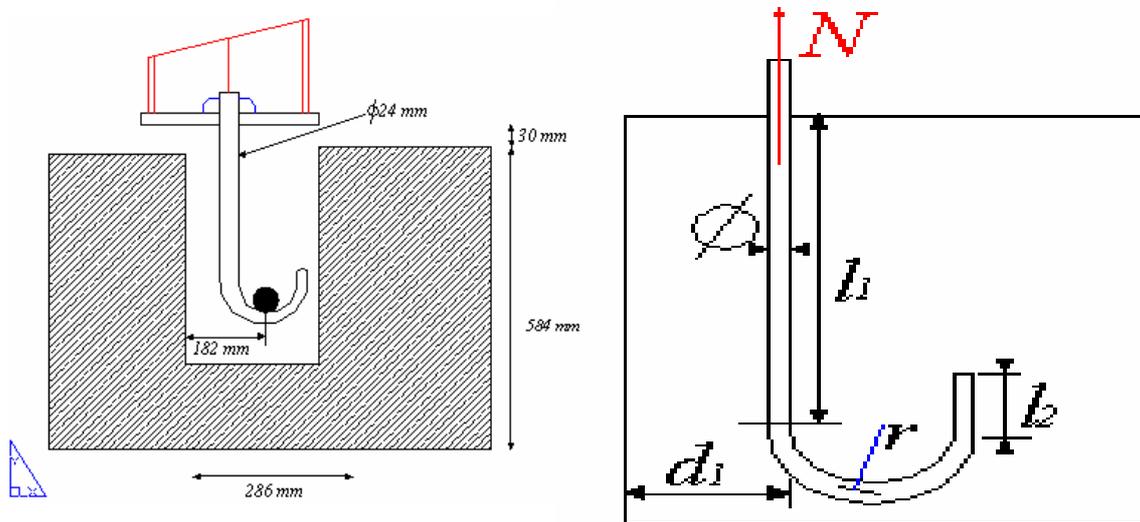
Effort admissible par tige  $d_1 = 700\text{mm}$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{f_1}{\left( 1 + \frac{f}{d_1} \right)^2} \geq \frac{N}{6}$$

D'où l'on tire  $1.48 \cdot 2^2 - 1379.56 \cdot 0 + 33333 \cdot 0$

Soit  $\bullet = 25\text{mm}$   $\longrightarrow$  pour notre cas en prend  $\bullet = 30\text{mm}$

On prend des tiges qui ont un diamètre  $\phi 30\text{mm}$ . Section résistante  $A_r = 561\text{mm}^2$



### tige d'encrage en crochet

#### IX.3.2) Positionnement de la tige

$$l_1 = 20f = 20 \times 30 = 600\text{mm}$$

$$l_2 = 2f = 2 \times 30 = 60\text{mm}$$

$$d_1 = 150\text{mm}$$

Le poteau est sollicité en pied par effort normal centré  $N$  et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de valeur

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11650}{134018} = 9.62\text{cm}$$

$D/6 = 70/6 = 8.75\text{cm} < e$  donc le centre de poussée se trouve à l'intérieur du tiers central de la section, la platine ne va pas soulevée ni à gauche ni à droit (tous les boulons sont sollicités à la compression).

#### IX.4 Vérification de la contrainte de compression du béton

$A$  : section des l'ensemble des boulons

$$A = 5.61 \times 6 = 33.66$$

$$L = 75\text{ cm}$$

$$h = 70\text{cm}$$

$b=70\text{cm}$

L'équation du 3<sup>eme</sup> degré en  $h'$  s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Et a pour solution

$$h' = 45 \text{ cm}$$

$$S_b = \frac{2.N.l}{b.h' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$S_b = \frac{2 \times 1340 \times 70}{70 \times 45 \left( 75 - \frac{45}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$74.35 \text{ daN/cm}^2 < 80 \text{ daN/cm}^2$$

**IX.5) Vérification des goujons à la traction :**

$$S_a = \frac{N}{A} \frac{l-h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$S_a = \frac{1134018(750-700+150)}{4206 \times 550}$$

$$S_a = 2456 \text{ daN/cm}^2$$

$$1.25 S_a = 3070 < f_y = 235$$

✓ Effort de traction sollicitant les boulons gauches

$$T = A \cdot S_a = 7650.10 \text{ daN}$$

✓ Effort de compression sollicitant le béton sous la platine

$$S_b = 74.35 \text{ daN/cm}^2$$

$$C = \frac{1}{2} b h' S_b$$

$$C = 0,5 \times 70 \times 70 \times 74.35 = 364315 \text{ daN}$$

**IX.6) Calcul de l'épaisseur de la platine :**

$$M = S_a \times 6 \times A = 24.65 \times 6 \times 5.61 = 82668.96 \text{ daNcm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times S_a}} = \sqrt{\frac{6 \times 8266896}{70 \times 23500}} = 5.68 \text{ mm}$$

On prend  $e = 6 \text{ mm} = 0.6 \text{ cm}$

$$e = 0.6 \text{ cm}$$

## Etude du noyau central

### X.1) Introduction :

Notre bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (Zone III), et pour cela le noyau central est conçu pour raidir et contreventer en plus notre structure, il sert aussi à isoler les cages escaliers et ceci constitue un avantage pour notre bâtiment.

### X.2). Caractéristiques géométriques :

$$I_1 = I_2 = 10.92 \text{ m}^4$$

$$I_3 = I_4 = 52.48 \text{ m}^4$$

-Centre de masse :

Le noyau central est symétrique :

$$X_G = \frac{9.6 - 0.2}{2} = 4.8 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{8.6 - 0.2}{2} = 4.2 \text{ m.}$$

-Centre de torsion:

Le noyau central est symétrique :

$$X_c = 4.8 \text{ m.}$$

$$Y_c = 4.2 \text{ m.}$$

-Excentricité:

$$e_x = |x_c - x_G| = 0$$

$$e_y = |y_c - y_G| = 0$$

$$e_a = 5\% L \quad \text{avec: } L = 9.80 \text{ m}$$

$$e_a = 0.49 \text{ m}$$

$$e = \max(e_x, e_y, e_a) = 0.49 \text{ m}$$

-calcul de la rigidité de torsion:

Les coordonnées de centre de torsion sont :

$$X_c = 4.8 + 0.49 = 5.29 \text{ m.}$$

$$Y_c = 4.2 + 0.49 = 4.69 \text{ m.}$$

$$J = \sum I_{x_i} \cdot d_{y_i}^2 + \sum I_{y_i} \cdot d_{x_i}^2$$

### X.3) FERRAILLAGE DES VOILES PLEINES

#### X.3.1) Exemple d'application :

Pour le ferrailage des voiles en considère deux zone

Ø zone A : - RDC et 1er étage

Ø zone B : -à partir de 2<sup>ème</sup> étage

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile Vx1 en zone A :

-Détermination des sollicitations :

$$M = 1585.39 \text{ t.m}$$

$$I = (0.5 \times 6.4^3) / 12 = 10.92 \text{ m}^4$$

$$N = 404.44 \text{ t.}$$

$$\bullet = 3.2 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 6.4/2 = 3.2 \text{ m}$$

$$\bullet_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} = 338.07 \text{ t/m}^2$$

$$\bullet_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I} = -590.84 \text{ t/m}^2$$

$$L = 6.4 \text{ m}$$

$$L' = L \cdot \bullet_1 / (\bullet_1 + \bullet_2)$$

$$\text{Soit: } L' = 4.07 \text{ m}$$

$$L_t = L - L' = 2.33 \text{ m}$$

$$d = \min(h/2, 2L'/3)$$

$$d = 2.07 \text{ m}$$

$$\bullet_2' = (L_t - d) \bullet_2 / L_t = -48.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\bullet' = d/2 = 1.035 \text{ m}$$

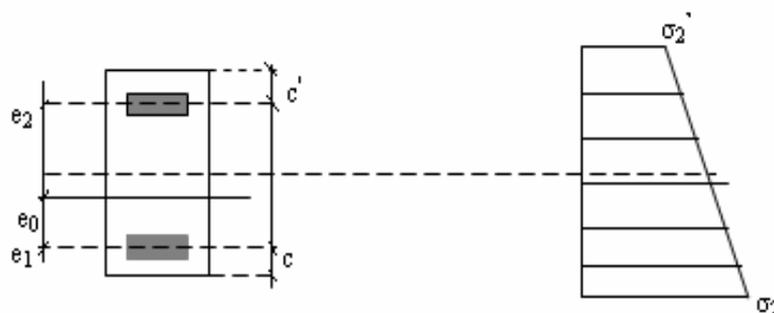
$$S' = e \cdot d = 1.035 \text{ m}^2$$

$$I' = e d^3 / 12 = 0.376 \text{ m}^4$$

$$N_1 = (\bullet_2 + \bullet_2') S' / 2 = -193.91 \text{ kN}$$

$$M_1 = -(\bullet_2 - \bullet_1) I' / 2 \bullet' = 51.36 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = M_1 / N_1 = -0.295 \text{ m}$$



$$d1 = d2 = 0,05m.$$

$$e1 = \bullet' - d1 - e0 = 0.70m$$

$$e2 = \bullet' - d2 + e0 = 1.18m$$

$$AS1 = N1 e1 / (e1 + e2) \bullet 10 = 30.39 \text{ cm}^2$$

$$AS2 = N1 e2 / (e1 + e2) \bullet 10 = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS1 + AS2 = 48.47 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale donnée par RPA99

$$A_{smin} = 0,20\% \times e \times Lt$$

$$\text{Donc : } A_s = 6.96 \text{ cm}^2$$

L'espacement des barres doit satisfaire ce qui suit (RPA99) :

$$St \bullet 1,5e \text{ soit : } St = 15 \text{ cm}$$

$$St \bullet 30 \text{ cm} \quad \text{soit : } St = 15 \text{ cm}$$

Zone d'about  $St = 10 \text{ cm}$

### 3.2)• Choix des barres :

- Zone d'about : 2 x14HA20 :  $St = 10 \text{ cm}$  ;

- Zone courante : 2 x16 HA20 :  $St = 15 \text{ cm}$ .

### 3.3) Calcul de ferrailage vertical

On utilise la méthode des contraintes.

Les tableaux ci-dessous représentent les calculs de ferrailage pour les voiles les plus sollicités.

## Voile VX1

	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	à partir du 2 <sup>eme</sup> étage
<b>N (KN)</b>	4044.4	239.7
<b>M (KN.m)</b>	15853.9	1063.15
<b>L (m)</b>	6.40	6.40
<b>• 1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	3390.7	3864.5
<b>• 2 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	- 5908.4	-2366.3
<b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>	76.02	58.24
<b>Asmin Rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	6.98	7.29
<b>As</b> adopté	76.02	58.24
<b>S<sub>t</sub> d'about (cm)</b>	10	10
<b>S<sub>t</sub> courante (cm)</b>	15	15
<b>Armatures d'about/fa</b>	14HA20	11HA20
<b>Armatures courantes/</b>	16HA20	14HA20

## Voile Vy1

	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	à partir de 2 <sup>eme</sup> étage
<b>N (KN)</b>	1488.01	2781.6
<b>M (KN.m)</b>	13490.1	11304.6
<b>L (m)</b>	5.40	5.40
<b>• 1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	6966.6	5683.03
<b>• 2 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-4475.5	- 3622.5
<b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>	84.18	67.88
<b>Asmin Rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	6.33	6.33
<b>As</b> adopté	84.16	67.88
<b>S<sub>t</sub> d'about (cm)</b>	10	10
<b>S<sub>t</sub> courante (cm)</b>	20	20
<b>Armatures d'about/</b>	2HA12	2HA12
<b>Armatures courantes/</b>	3HA10	11HA20

## Voile VY2

	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	a partir de 2 <sup>eme</sup> étage
<b>N (KN)</b>	405.3	694.87
<b>M (KN.m)</b>	5315.8	3139.4
<b>L (m)</b>	3.2	0.90
<b>• 1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	5748.7	3662.54
<b>• 2 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5271.9	-2845.13
<b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>	71.30	38.7
<b>Asmin Rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	4.87	4.87
<b>As adopté</b>	71.30	38.7
<b>S<sub>t</sub> d'about (cm)</b>	10	10
<b>S<sub>t</sub> courante (cm)</b>	20	20
<b>Armatures d'about/fa</b>	2HA12	2HA12
<b>Armatures courantes/fa(cm<sup>2</sup>)</b>	4HA10	4HA10

## Voile VY5

	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	à partir de 2 <sup>eme</sup> étage
<b>N (KN)</b>	177.36	344.36
<b>M (KN.m)</b>	1065.49	558.97
<b>L (m)</b>	2.4	2.4
<b>• 1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	2367.3	1451.29
<b>• 2 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-2071.83	-877.45
<b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>	19.24	5.90
<b>Asmin Rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	3.36	2.74
<b>As adopté</b>	19.24	5.90
<b>S<sub>t</sub> d'about (cm)</b>	10	10
<b>S<sub>t</sub> courante (cm)</b>	20	20
<b>Armatures d'about/fa (cm<sup>2</sup>)</b>	10HA16	6HA12
<b>Armatures courantes/fa(cm<sup>2</sup>)</b>	12HA16	7HA12

### 3.4) Calcul de ferrailage horizontal

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de 40 % de la contrainte de cisaillement. La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4 v/b_0 d \leq 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa.}$$

La section d'armatures est donnée par la relation :  $A_t = b_0 S_t (\tau - 0.3 f_{ij} k) / 0.8 f_e$

$$V = 1.4450 \text{MN}$$

$$\tau = 4.32 \text{Mpa}$$

$$A_t = b_0 S_t / 0.8 f_e \text{ avec: } k=0$$

$$\alpha = 90^\circ, S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = 1.13 \text{cm}^2$$

$$A_t \text{ min (RPA)} = 0.15 \% \times b_0 \times s = 0.0015 \times 0.5 \times 0.20 = 0.00015 \text{ cm}^2$$

### 3.5) Choix des barres

- RDC et 1er étage : 2HA12

- à partir de 2<sup>ème</sup> étage: 2HA 10

## Etude des fondations

### **XI.1) Définition**

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

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

#### **1.1)Rappel**

##### ✓ **Les types des fondations**

-Fondation superficielle:

- Ø Semelle isolée sous Poteau
- Ø Semelle filante continue sous mur
- Ø Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Ø Radiers généraux ou nervurés

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

##### ✓ **Choix des fondations**

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- Ø La nature et le poids de la superstructure.
- Ø La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- Ø La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol =2 bars

**1.2) Dimensionnement des fondations** Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une fondation profonde

#### **1.3) Stabilité des fondations**

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ♣ Des sollicitations dues à la superstructure

### **XI.2) DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET GEOLOGIQUES**

#### **XI.2.1) Situation de l'ouvrage :**

Selon le plan de masse et le levé topographique, le terrain d'étude est limité par :

- Ø L'autoroute (Ben AKnoun –Constantine) au nord.
- Ø La zone naftal de l'aéroport à l'Ouest.

- Ø La zone air ALGERIE à l'Est.
- Ø Une route de service au sud.

Le terrain est pratiquement plat, a accès facile

### **XI.2.2) Nature de l'ouvrage :**

Il s'agit d'un bâtiment en R+9+2s/sol en charpente métallique contreventé par noyau central.

### **XI.2.3) Aperçu Géologique**

Le site d'étude appartient à une ancienne terrasse alluviale, formée d'argile jaune brune, elle même était dans un passé plus récent, le lieu de passage d'un réseau hydrographique, qui a creusé tout d'abords ses lits, puis il a déposé des sédiments encore en cours de consolidation actuellement. Après le creusement du lit dans les alluvions anciennes, ce cours d'eau a déposé des galets, sables, graviers et argiles, tous ces sédiments pouvant être englobés dans un complexe d'alluvions récentes.

## **XI.3) TRAVAUX D'INVESTIGATION**

Les travaux d'investigation ont porté a la réalisation de deux compagnes de reconnaissance géotechnique ; l'une insitu, elle consiste à la réalisation de huit sondages carottes et sept essais perssiometrique , la second au laboratoire, menée à la base des échantillons prélevés des sondages carottés, ou nous avons procédé à des essais physico-chimiques et mécaniques.

### **XI.3.1) Essais Insitu**

#### **3.1.1) Sondages carottés**

Huit sondages carottés ont été réalisés dans le but de

1. dévoiler la nature du sol en profondeur.
2. fixer le niveau d'appuis des fondations.
3. Effectuer des essais de laboratoire sur les échantillons intacts prélevés.

L'observation visuelle des carottes, montre que le sol est constitué par :

- Ø Des formations d'argile sablo- limoneuse a à graveleuse, par fois à concrétion carbonates, de couleur brune jaune
- Ø Des formations d'argile limono -sableuse par fois graveleuse brunes et grises

Ces deux formations sont surmontées par :

- Ø Une couche de terre végétale et par fois des remblais de 0.8 a 2m d'épaisseur.

#### **3.1.2) Sondages à la tarière**

Quoique les échantillons récupérés sont remontée, cependant, on a pu faire une description des fondations traversées et les corrélées avec les formation obtenues par les sondages carottés.

L'observation des échantillons remaniés remontés au jour, montré que le sol est constitué par des dépôts alluvionnaires d'argiles brune jaune sableuse et graveleuse, avec des niveaux d'alluvions de sable et graviers en profondeur, avec des étendues et répartitions différente d'un endroit à un autre du site, surmontés par des argiles brunes grises et par des remblais et de la terre végétale.

#### **3.1.3) Essais pressiometriques**

Sept essais pressiometriques ont été réalisés jusqu'à (10-12)m de profondeur, effectué dans des avants trous, réalisés à la tariere héliciodale, dans le but de déterminer à chaque mètre de profondeur

la lithologie du sol récupéré des échantillons remaniés remontés au jour.

1. les caractéristiques mécaniques du sol (PI, E).
2. la contrainte admissible et la compressibilité du sol estimé de PI et E.

les résultats obtenus montrent que :

\*)le rapport  $E/PI$  est variable, selon la nature du sol traversé ; a savoir,il appartient à la plage (8-16), dans le cas de la formation argileuse, et à la plage de (6-8), dans le cas des alluvions de sable et graviers et à la plage de (3-8) dans le cas des remblais et terre végétale ainsi qu'au niveau des formations sableuses éboulées sous l'effet de l'eau.

A partir de la, le sol est sous consolidé au niveau des remblais et terre végétale, sous consolidé par endroit à normalement consolidé au niveau des alluvions des graviers et sable, et normalement consolidé au niveau des argiles.

\*)Suivant les valeurs de  $PI$  obteniez, le sol fait de la catégorie 1.

## XI.4) ESSAIS DE LABORATOIRE

### XI.4.1) Essais d'identification physique s et chimiques

#### 4.1.1) Densité sèche, teneur en eau, limite d'atterberg

Nature du sol et prof(m)	désignation	$\rho_d(t/m^3)$ 1.5-1.6-1.7-1.8-1.9	w%										$I_p$							
			17-18-19-20-21-22-23-24-25	21-22-23-24-25-26-27-28																
Argile brune (0,-1)m		—	—										—							
Argile grise (-1,-2.5)m		—	—										—							
Argile limono-grave brune (-2.5,5.25)m		—	—										—							
Argile limoni-grave grise (-5.25,-7)m		—	—										—							
Argile sablo-limo bru-jaun (-7,-9)m		—	—										—							
Argile sablo-limo grise-bru (-9,-9.75)m		—	—										—							
Argile brun à concrè-calca (-9.75,-10.75)m		—	—										—							
Argile limoneu Jaune-grise (10.75,12)m		—	—										—							

Les résultats obtenus montrent que :

- ∅ pour toutes les formations,un sol de densité moyenne(d' après sols fondation ;G.FiLLiat) donc de compacité moyenne, à teneur en eau élevée, reflant
- ∅ le sol est plastique,mi-dur à consistant, d'après Atterberg, avec un potentiel de gonflement moyenne.

#### 4.1.2)Analyse granulométrique

Les résultats d'analyse des échantillons récupérés des sondages carottés, à différents niveaux, révèlent un pourcentage des passants à 80 $\mu$  supérieur à 50%, indiquant ainsi un sol fin.

#### 4.1.3)Analyse chimique

Les échantillons de sol soumise à l'analyse chimique du potentiel d'ions agressif vis-à-vis des bétons, montrent que le sol présente une agressivité nulle vis-à-vis de ces derniers.

L'eau soumise à l'analyse chimique du potentiel d'ions agressifs vis-à-vis des bétons, montre qu'elle présente une agressivité moyenne vis-à-vis de ces derniers.

### XI.4.2)Essais mécaniques

#### 4.2.1)Essai de cisaillement

Les échantillons testés pour connaître la résistance du sol ont été soumis à des essais de cisaillement rectiligne type CU et UU, les résultats obtenus sont les suivants :

Nature du sol	Ccu(bar)	• °cu	Cuu(bar)	• °uu
Argile brune	<b>0.19</b>	<b>13</b>	-	-
Argile grise	<b>0.32</b>	<b>15</b>	-	-
Argile limono- graveleuse brune	<b>0.2</b>	<b>18</b>	<b>0.15</b>	<b>14</b>
Argile limono- graveleuse grise	<b>0.34</b>	<b>11</b>	-	-
Argile sablo- limoneuse brune- jaune	<b>0.47</b>	<b>8</b>	-	-
Argile sableuse grise à brune	<b>0.58</b>	<b>14</b>	<b>0.51</b>	<b>8</b>
Argile brune à concrétions calcaires	<b>0.69</b>	<b>8</b>	<b>0.38</b>	<b>10</b>
Argile limoneuse jaune grise	<b>0.13</b>	<b>16</b>	-	-

La cohésion est relativement faible, explique la consistance du sol (molle à moyennement raide) selon **terzaghi**, et la valeur de l'angle de frottement normalement élevé dans certaines formations, s'explique par la présence de sable et de gravé.à

#### 4.2.2) RESITANCE EN POINTE

##### a)La résistance limite sous la base du pieu

Elle exprimée par la relation :

$$Q_p = q_0 + K(P_{le} + P_0) \quad \text{tel que}$$

$q_0$  : pression verticale au niveau de la point.

$P$  : pression horizontale.

$P_{le}$  : pression limite équivalente.

$K$  :facteur de portance.

D : 8m Fiche du pieu sous les remblais .

Q :0.8m :Diamètre du pieu .

**B- La contrainte admissible sous la pointe**

Elle est donné par la relation suivante :

$$Q_{adm} = q_0 + [K/3] (P_{Le} - P_0)$$

**C-La force portante sous la pointe**

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_n = S \cdot Q_{adm}$$

S : section de la pointe ,  $S = [\pi \cdot r^2] / 4$

Type de pieu	Q <sub>i</sub> (bars)	Q <sub>adm</sub> (bars)	Q <sub>n</sub> (tones)
fore	11.5	4.75	150.72

$$Q_n = 150.72 \text{ t}$$

**4.2.3) FROTEMENT LATERAL**

L .Ménard a défini les valeur du frottement latéral limite **Fu** en fonction de la pression limite **P<sub>i</sub>**.

**a) frottement latéral admissible**

Donné par :

$$F_a = (1/2) B_1 \cdot B_2 \cdot F_u$$

Pour des pieux forés et battus de 80 cm de diamètre nous avons :

$$B_1 = 1 \quad B_2 = 0.9 \quad Q_f = F_a$$

D'après les calculs

$$Q_f = 0.5 \text{ bars}$$

**b)-la contrainte nominale latérale**

elle donné par la formule suivant :

$$Q_{nf} = P \cdot D \cdot Q_f$$

$$P = \pi \cdot r$$

**D** : ancrage du pieu (8m sous remblais)

D'après les calculs

$$Q_{nf} = 56.52 \text{ t}$$

**XI.4.3)PORTANCE DU PIEU**

elle donné par la formule suivant

$$Q' = Q_n + Q_{nf}$$

$$Q' = 207.24 \text{ t}$$

**4.3.1) Calcul le nombre des pieux**

Q=8281.03 t =>Q : (poids totale de la structure + poids totale de remblais)

Q'=207.24 t pour un pieu

$$n = Q / Q' \Rightarrow n = 40$$

On prend **n = 40 pieu**

**4.3.2) L'effet de groupe**

Donné par la formule suivant

$$C_e = 1 - \arctg \left( \frac{B/d}{90} \right) \cdot (2 - 1/m - 1/n)$$

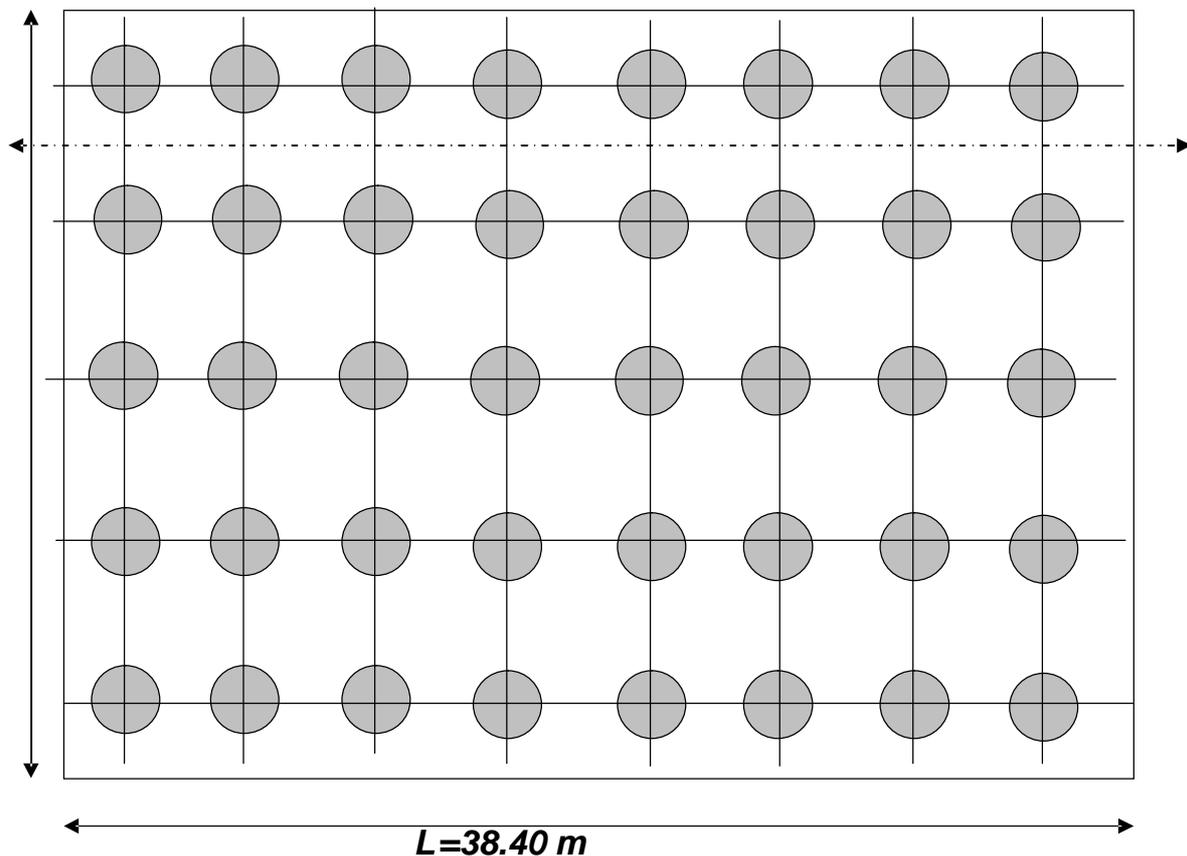
**m** : nombre de rangée des pieux = 5

**n** : nombre des pieux par rangée = 8

**d** : entraxe entre les pieux = 5B = 6m

**B = •** : diamètre de pieu = 1.2m

**C<sub>e</sub> = 0.65 > 0.3** l'effet de groupe est très important (**règle de FELD**)



### Group des pieux

#### XI.4.4) Etude et ferrailage des pieux

##### 4.1) Action sur les pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle et libre à la base.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

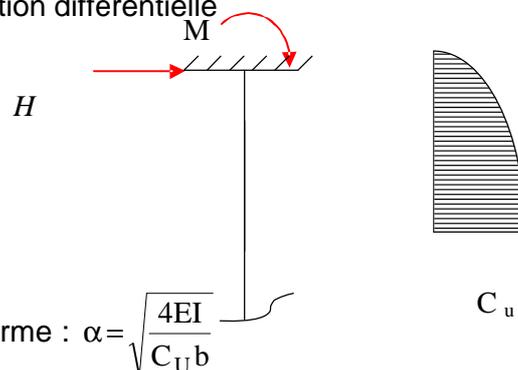
$b$  : Diamètre du pieu

$C_U$  : Module de réaction du sol

$y$  : Déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_U b}}$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.  
Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

**Calcul de I :**

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m}$$

$$C_U = 5800 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton}$$

I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\rho D^4}{64} = \frac{\rho (1,20)^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1,20 \times 5800}{4 \times 321540 \times 0,1017}} = 0,231 \text{ m}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où  $\lambda L = 0,231 \times 8 = 1.85$  avec : L la longueur de pieu L=8 m

#### 4.2) Effort tranchant en tête du pieu

$$\text{D'où } H = 4953.02 \text{ t donc } \bar{P} = \frac{H}{40} = 123.83 \text{ t/pieu}$$

#### 4.3) Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EIq_0 = C_{qM} \times \frac{\bar{M}}{l} + \frac{\bar{P}}{l^2} C_{qP}$$

Dans notre cas on concéder que, le pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} |L=1.5 \Rightarrow c_{qP} = 0.78 \quad c_{qM} = 1.02 \\ |L=2 \Rightarrow c_{qP} = 0.90 \quad c_{qM} = 1.16 \end{array} \right.$$

$$\lambda L = 1.85 \Rightarrow c_{qP} = 0.82 \quad c_{qM} = 1.062$$

$$\bar{P} = 123.83t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -51.68 \text{ t.m}$$

### XI.5) Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$N_{\max} = 207.03t$$

$$M_{\max} = -51.68t.m$$

#### 5.1) Détermination de la section d'armatureur

La section des armateurs est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\rho \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} \text{ Avec : } w = 0,10 \text{ (tirés par les abaques de WALTHER)}$$

D'où :

$$A_s = 61.45 \text{ cm}^2$$

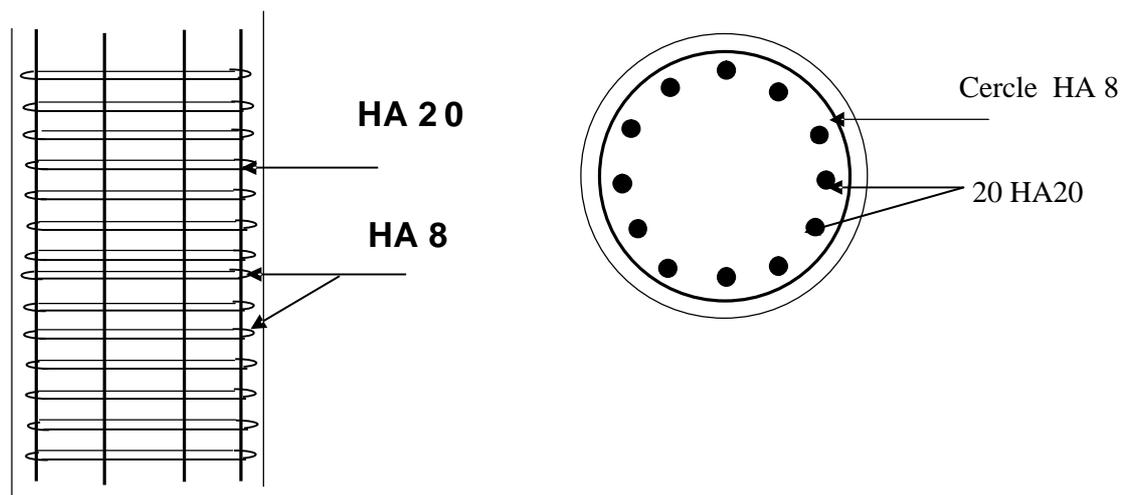
$$\text{On prend } \mathbf{20 HA20} \quad \Longrightarrow \quad A_s = 62.48 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{2 \cdot \rho \cdot r}{20} = 20,93 \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

#### 5.2) Armatures transversales

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} \quad \Longrightarrow \quad f_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ cm}$$

Donc on prend des cercles  $f_8$ , avec un espacement de 20 cm .



**Ferrailage des pieux**

## Conclusion générale

Dans le cadre du projet de fin d'étude on a réalisé un travail qui consiste à faire, la conception et l'étude d'un bâtiment en R+9+2S/sol son ossature est en charpente métallique .

Le système de contreventement vis-à-vis les efforts dus au séisme ou le vent, est assuré par un noyau central de forme 2U a fin de limiter les déplacements horizontaux et d'assurer la stabilité de l'ouvrage

Le calcul de la structure a l'aide du logiciel de calcul des structures ETABS .à révéler aux résultats présentes dans ce travail, qui montrent que la plupart des charges dues aux séisme sont absorbées par le système de contreventement en particulier les effets de la torsion

Ce travail a pu clarifié certaines informations et la particularité de l'étude des bâtiments similaires à ce qui a été traite dans le présent mémoire. Or qu'il reste plusieurs question en suspend a savoir, la complexité de considérations théoriques de deux matériaux différents et le comportement mécanique différent, surtout lorsqu' il s'agit d'introduire un coefficient moyen de comportement de deux matériaux.

Ainsi qu'on a constaté que la forme du spectre de repense issu de RPA99-2003 calculé avec le coefficient de comportement R de la structure étudiée est différent a celle représentée dans la littérature