

Introduction:

Dans le passé le domaine du génie civil a été traité et exercé d'une manière simplifiée et superficielle par contre aujourd'hui il nécessite une bonne maîtrise des règles et des normes qui régissent ce domaine très vaste. Sans les efforts apportés par les spécialistes du domaine on ne pouvait jamais en aucun cas atteindre le confort ni la confiance d'exploiter nos œuvres telles que les gratte-ciel ou les tours en passant par les petites constructions individuelles ou collectives. Le domaine du génie civil est devenu un passage obligatoire entre les inspirations et les conceptions architecturales virtuelles et la concrétisation de ces œuvres sur le terrain avec un cout optimal et une sécurité suffisante .Pour tout projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

I- CHAPITRE I: GENERALITES**I-1 Présentation du projet:**

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un hôtel en R+14 avec deux étages en sous-sol exploite en parking avec une ossature en charpente métallique.

1-1 Données géométriques du projet :

Le bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 14 étages avec deux s/sol exploité comme suit :

- Sous-sol 1 et 2 sont aménagés en parking et service de l'hôtel
- RDC et le 1^{er} étage sont réservés à la restauration et la cafétéria.
- 2^{eme} au 14 étage sont exploités en chambres.

Suivant les plans architecturaux, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale46,30 m
- Largeur totale32,52 m
- Hauteur de s/sol03,50 m
- Hauteur du rez-de –chaussé.....04,08 m
- Hauteur des étages03.40 m
- Hauteur total du bâtiment60.04 m .

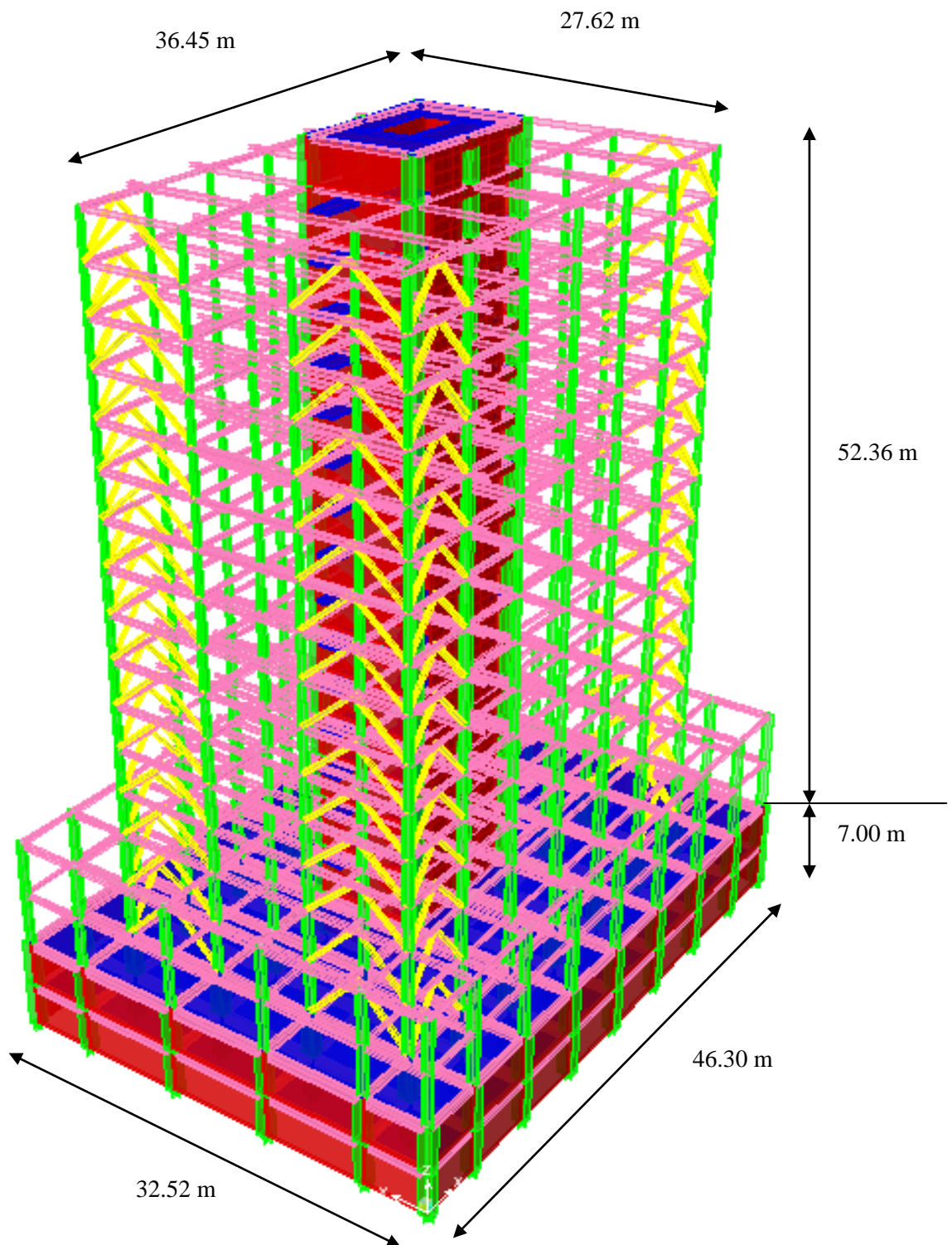


Figure I-1 : Perspective Du Bâtiment

1-2 Localisation et données concernant le site :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tissemsilt et selon le règlement parasismique algérien (RPA99 vers.03), cette wilaya est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) avec une altitude de 550 m, quant à l'ouvrage il est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne avec un groupe d'usage 1B compte tenu de sa hauteur qui dépasse les 48 m.

2-3 Règlements techniques :

Les règlements techniques sur les quelles est basée notre étude sont :

CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier

RPA203 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

BAEL : Béton armé aux états limites

DTR C2.2 : Charges et structures.

2.4. Structure Porteuse

2.4.1. Ossature

L'ossature de ce bloc est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et un noyau central en béton armé, quant à La stabilité elle est assurée par des portiques auto-stables et par des paliers de stabilité verticaux en V dans les deux sens.

2.4.2. Les Planchers

Notre structure comporte deux types de planchers :

- plancher mixte collaborant (béton – acier) pour les étages de la superstructure.
- Plancher en dalle pleine pour les étages en sous-sol.

2.4.3. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier multi volet droit perpendiculaire entre elles

2.4.4. Terrasse

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

2.4.5. Les murs :

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués en brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, avec un abeillages en mur rideau .
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une seule cloison de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer les services ou les chambres.

2.5. Les propriétés des matériaux :

2.5.1 Béton :

a. Composition :

Le béton employé est constitué par un mélange avec des proportions convenables, de ciment, granulats et eau de gâchage.

a.1- Ciment : Le CPJ 350 (ciment portland composé de classe 350) est le liant le plus utilisé dans le domaine de la construction, il sert à assurer une bonne liaison des granulats entre eux.

a.2- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm.
- Graviers de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm.

a.3- Eau de gâchage: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

Résistance à la compression : désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² avec une hauteur qui fait le double du diamètre et une section de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

Résistance à la traction : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi lesquelles on peut citer :

1. Traction directe sur les éprouvettes cylindriques précédentes.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, est notée f_{tj} , définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

c.1. Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

c.2. Module de déformation différé

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures ; le module de déformation différé est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites de calcul :

On distingue deux états limites.

e.1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton

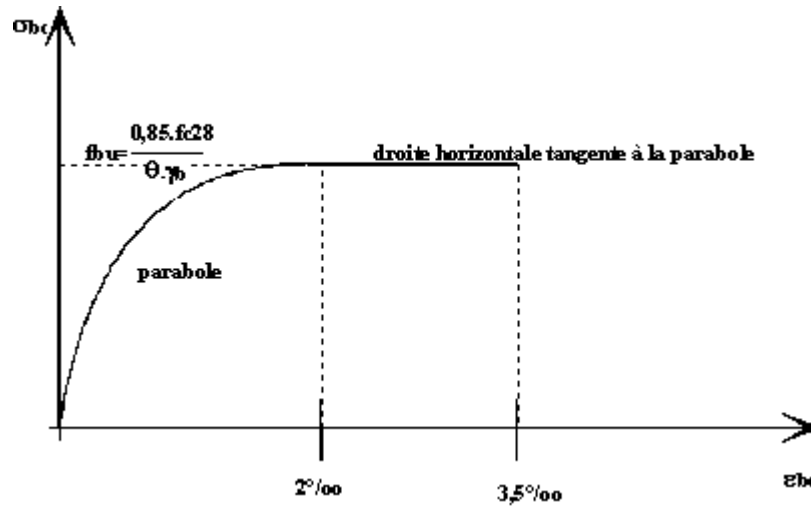


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

e.2. Etat limite de service « E . L . S »

L'état limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité du bâtiment pour lesquels il a été conçu.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$.

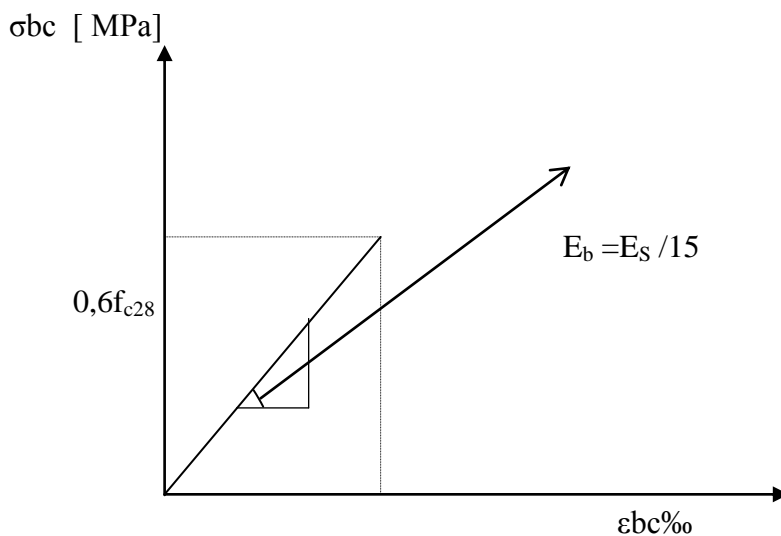


Figure I.2. : Diagramme contraintes déformations à l'ELS

2.5.2. Acier utilisé en béton armé

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour les dalles.

a) Limites élastiques

Ronds lisse	$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE22.....}f_e = 215 \text{ MPa} \\ \text{FeE24.....}f_e = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$
Haute adhérence	
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE40.....}f_e = 400 \text{ MPa} \\ \text{FeE 50.....}f_e = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$

b) Contrainte de calcul

b.1) E . L . U

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul de l'acier, notée σ_s est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ rond lisse} \\ (f_e = 235 \text{ MPa}) \end{array} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ haute adhérence} \\ (f_e = 400 \text{ MPa}) \end{array} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

b.2. E.L.S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$ (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = allongement relatif de l'acier.

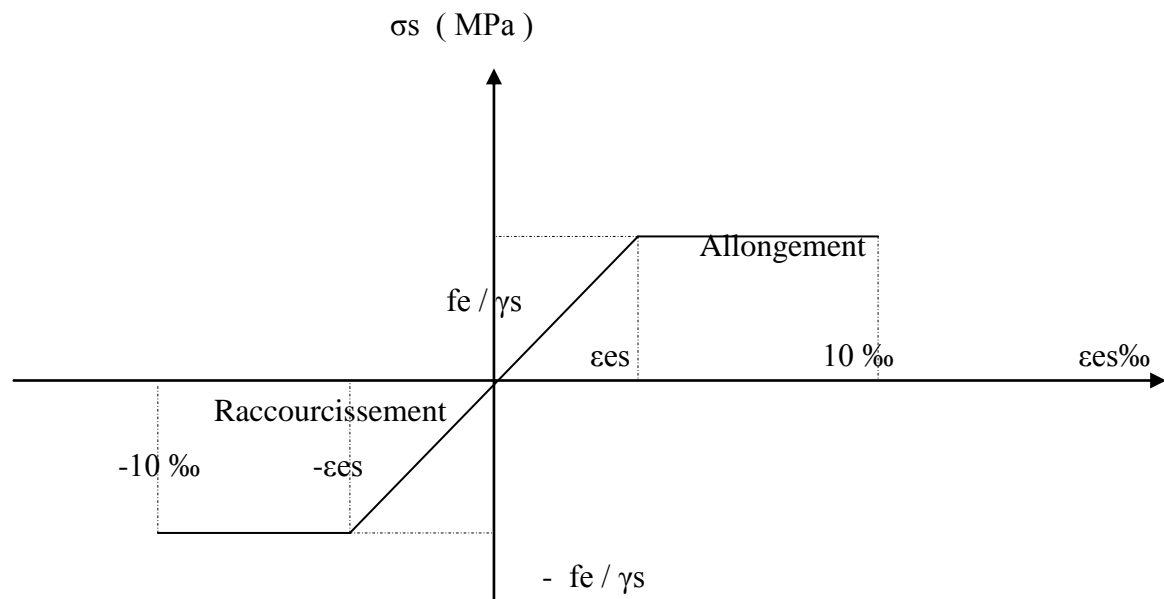


Figure I.3. Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

2.5.3. Acier utilisé en charpente métallique

L'ensemble des critères de conception d'une ossature métallique d'un bâtiment doit être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux. En effet l'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction, les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées.

2.5.3.1 Résistances aux températures élevées

Lors d'un incendie l'acier est réputé par son mauvais comportement, on lui reproche de n'avoir qu'une faible résistance aux températures élevées en plus de la faciliter de la propagation du feu par conduction de chaleur. Les caractéristiques mécaniques de l'acier diminuent lorsque la température augmente, il peut y avoir risque d'effondrement de la structure.

2.5.3.2 Résistance à la corrosion

L'acier exposé à une atmosphère agressive telle qu'en bordure de mer, sa surface se détériore par corrosion, la forme de corrosion la plus courante et la corrosion uniforme qui se traduit par la formation de rouille (composé d'oxyde plus au moins hydraté, ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'eau à une température ordinaire) ,cette corrosion et dite aqueuse et représente la forme la plus fréquente rencontrée en construction métallique.

Une construction bien conçue bien protégée et entretenue, présentera une résistance à la corrosion pratiquement illimitée. La protection contre la corrosion se fait par le revêtement par peinture ou par zingage à défaut il existe d'autres catégories de protection qui regroupent les aciers patinables et aciers inoxydables.

2.5.3.3 Caractéristiques d'isolation thermique et phonique

L'acier étant un matériau conducteur, ses capacités d'isolation thermique et phonique sont faibles. De ce fait l'utilisation de l'acier comme matériau isolant n'est pas envisageable, néanmoins une combinaison de l'acier avec d'autres produits donnent lieu à des éléments à grandes capacités thermiques et phoniques. À titre d'exemple l'isolation thermique est donnée par l'enveloppe des bâtiments réalisés en panneaux Sandwich où l'acier est combiné avec des produits isolants tels que la laine de verre, la housse polyuréthane, le polystyrène expansé.

L'isolation phonique dans les toitures et les façades est due à leur étanchéité à l'air ainsi qu'à l'utilisation des panneaux isolants, de préférence en laine de verre.

2.5.3.4 Caractéristiques principales d'une ossature métallique

- Grandes portées :

Les poutres métalliques sont des éléments porteurs très économiques car tous les composants de leurs sections sont utilisés au mieux, on peut concevoir des poutres de très grandes portées, il est aussi possible de réaliser des planchers de grande portée en les subdivisant en poutres et sous poutres nous permettant la création de grandes surfaces libres et la réduction du nombre de poteaux (exemple le bâtiment étudié).

- Section réduite des poteaux

Les poteaux métalliques ont des sections beaucoup plus réduites que les poteaux constitués en béton ; même avec leur revêtement anti feu. La réduction de section constitue un gain de surface

utile, aussi bien pour les poteaux intérieurs que pour les poteaux extérieurs qui peuvent être intégrés à la façade.

- **Hauteur élevée des bâtiments**

Seul l'acier permet d'atteindre économiquement des hauteurs de construction importantes dans les bâtiments à étages multiples, l'ossature métallique constitue la solution la plus économique.

- **Poids réduits sur les fondations**

Grâce au poids réduit de la charpente métallique et des planchers mixte, les charges à transmettre au sol sont inférieures à celles des constructions massives ; D'où Il en résulte des économies non seulement sur la structure elle-même, mais aussi sur l'infrastructure (les fondations) notamment lorsque l'ensemble est situé sur un sol médiocre.

- **Souplesse de division dans l'espace**

La rapide évolution technique dans tous les domaines et l'activité humaine fait que la demande de surface est toujours présente et la durée d'utilisation de ces surfaces dans leur configuration initiale toujours plus courte, il faut donc que les bâtiments à étages offrent la plus grande souplesse d'aménagement intérieur, afin que les surfaces puissent être affectées rapidement à tous les genres d'activités.

- **Comportement en cas de séisme**

Les ondes émises lors d'un tremblement de terre sont transmises à toutes les constructions par l'intermédiaire des fondations. De par sa masse, le bâtiment tend à s'opposé aux mouvements qui lui sont imposés donnent lieu à des forces d'inertie de sens contraire à la direction des vecteurs caractérisant les déplacements du sol. Les forces ainsi créées, alternés et de caractère dynamique, provoquant des accélérations et des déplacements ainsi que des sollicitations de la structure porteuse. La rupture aura lieu lorsque la résistance ou la capacité de déformation de la structure ou une combinaison des deux est insuffisante.

Utilisés un squelette métallique comme structure principale d'un bâtiment permet de :

- Minimiser l'action sismique grâce à des éléments constructifs légers.
- Maximiser la capacité de résistance en choisissant des assemblages et des profilés adéquats.
- Maximiser la capacité de transformation de l'énergie grâce à une ductilité élevée de la structure.

C'est donc par son comportement face aux séismes que l'acier est fortement utilisé dans les régions où les risques de tremblement de terre sont élevés.

Caractéristiques mécaniques des aciers:

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :
Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa ✓
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa. ✓
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa .

- **Assemblages:**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont:

- ✓ Boulon à haute résistance.
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

II-CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II-1 Introduction :

L'une des phases les plus déterminantes dans un projet de construction est la phase de conception, et de modélisation d'une structure.

Celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet. L'expérience a montré qu'une conception réfléchie assure souvent un comportement simple et satisfaisant de la structure.

Ce travail de conception fait appel aux connaissances de l'ingénieur et à son expérience, il ne peut être automatisé à cause de la variété des problèmes à résoudre, sans oublier l'évolution incessante des types d'ouvrages. Il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix et du changement dans tous les domaines (nouvelles méthodes d'exécution, nouvelles formes d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Donc l'une des prérogatives principales de l'ingénieur c'est de proposer et d'étudier un concept du système structural pour l'ossature, l'influence des charges latérales et verticales sur la conception de cette dernière et en particulier sa stabilité tout en respectant les besoins du maître de l'ouvrage et les formes architecturales.

II-2 Conception structurale :

2-1 Structure horizontale:

Elle désigne les plancher courants et terrasses

1- Plancher courant:

Les planchers sont généralement constitués d'ossatures en IPE et de platelages (généralement des bacs acier en tôle épaisse), utilisés comme coffrages perdus .Ce type de plancher mixte (acier – béton) est le plus répandue dans la construction de plancher d'immeuble de bureaux ou d'habitation.

Deux cas de figure sont possibles :

-la dalle B.A est non collaborant : elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier, la dalle constitue une charge permanente pour l'ossature porteuse qui est pénalisante du fait de son poids élevé.

-la dalle B.A est collaborant : elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse .Pour cela il faut prévoir des connecteurs à l'interface acier-béton, qui solidarisent la dalle est les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

Pour l'ensemble des planchers courants on a choisi des planchers mixtes avec dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous (fig-II-1)

Les Bacs aciers sont de type Cofraplus 55 .

L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 10 et 7cm. Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

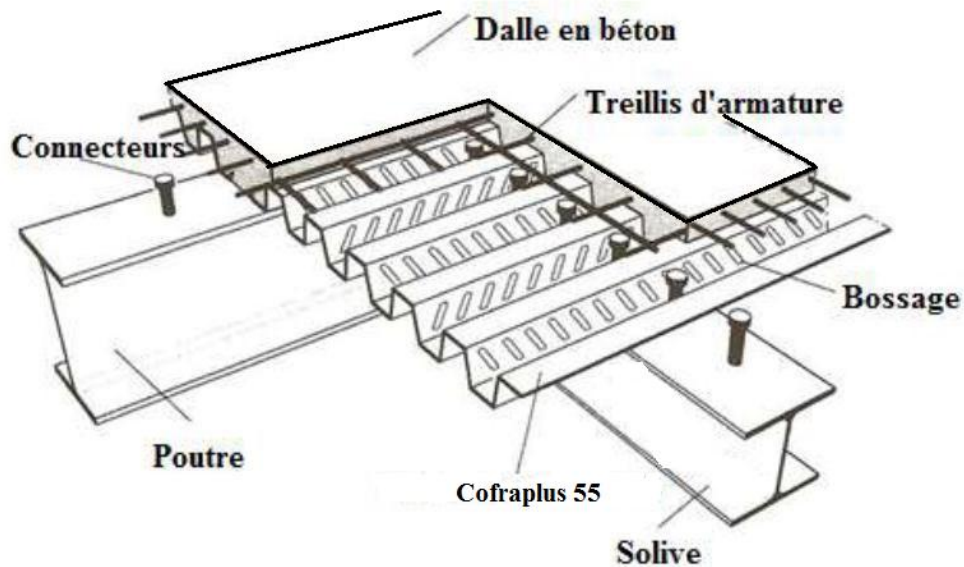


Figure II -1 : Construction d'un plancher collaborant.

2- plancher terrasse

Pour le plancher terrasse on a choisi une couverture comprenant

- Bacs acier
- Isolant
- Etanchéité (multicouches) Elle est considérée comme non accessible et sera calculée pour supporter
 - le poids propre.
 - les charges climatiques (neige et vent).
 - les charges d'entretien (selon DTR BC 2.2).

2-2 Structure verticale

Systèmes de stabilités : La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique avec des poteaux encastrés en pied et des palées en X à l'extrémité.

2-3 Escaliers

Les escaliers sont des constructions formées de marches appelées degrés, qui permettent d'accéder à un étage supérieur. Le mot provient du latin *scala*, qui signifie échelle. Elles sont constituées de garde-corps et des paliers intermédiaires en béton armé.

2-4 Conception parasismique

D'après les règles de conceptions parasismiques algériennes énoncées dans le RPA 99/version 2003, notre projet et la structure répondent au mieux à une bonne conception parasismique telle que :

- Régularité en plan et en élévation.
- Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

2-5 Conception du système de fondation

Suite aux résultats de l'étude géotechnique et poids apporté par la structure nous constatons que le bon sol se trouve à des profondeurs variables de 4,00 m à 6,00 m. Pour cela nous avons opté pour des fondations superficielles en radier général (recommandation du laboratoire géotechnique). Ce type de fondation présente plusieurs avantages parmi lesquelles en cite :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

III-CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges qui agissent sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, des charges d'exploitation, des effets thermiques et climatiques ; Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage et sont régis par des normes qui fixent les valeurs des charges suivant le règlement technique DTR B.C.2.2 (charges et surcharges).

III-1 Charges permanentes :

On distingue par les charges permanentes le poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage à l'état fini (achevé). 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).

1-1 Plancher étage courant :

- Cloison de séparation (ép.=10cm)= 90 kg/m²
- Revêtement en Carrelage (ép.=2cm) 0,02x2000= 40 kg/m²
- Lit de sable (ép. =2cm) 0,02x1800= 36 kg/m²
- Mortier de pose (ép.=2cm) 0,02x2000.....= 40 kg/m²
- Isolation thermique (4 cm) 0,04x400..... = 16 kg/ m²
- Plancher collaborant (ép_{moy}= 12cm) 0,12x2500.....=300 kg /m²
- Tôle d'acier Nervurée (Cofraplus 55).....=13 kg /m²
- Faux plafond en plâtre.....=10 kg /m²

$$G_{pc}=545 \text{ kg/m}^2$$

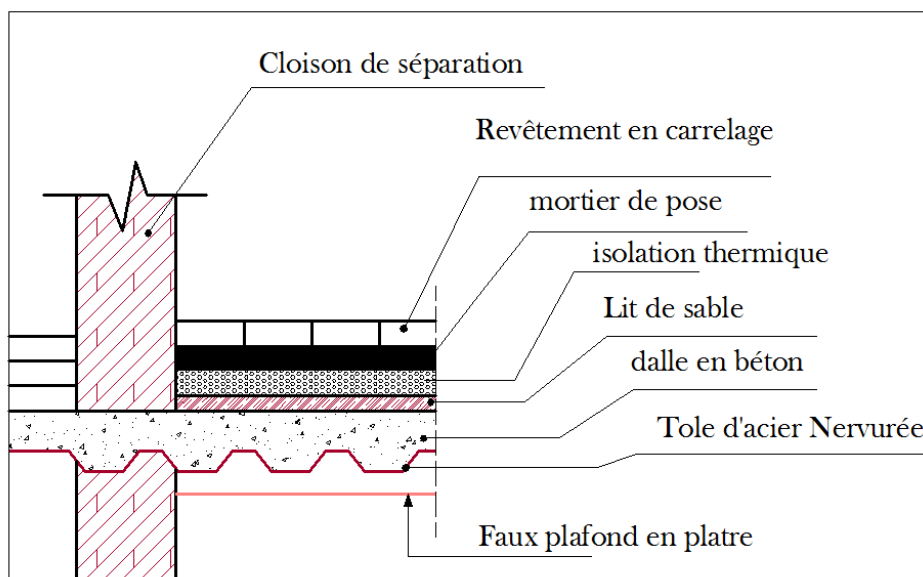


Figure III-1 : Détail du Plancher étage courant

1-2 Plancher terrasse inaccessible :

- Protection gravier roulée (5 cm) 0,05x1700= 85 kg/m²
- Etanchéité multicouche (5 cm) 0,05x600= 12 kg/m²
- Forme de pente (10 cm) 0,1x2200.....= 220 kg/m²
- Isolation thermique (4 cm) 0,04x400.....= 16 kg/m²
- Plancher collaborant (épmoy= 12cm) 0,12x2500.....=300 kg/m²
- Tôle d'acier Nervurée (Cofraplus 55).....=13 kg/m²
- Faux plafond en plâtre.....=10 kg / m²

$$G_{tp}=656 \text{ kg/m}^2$$

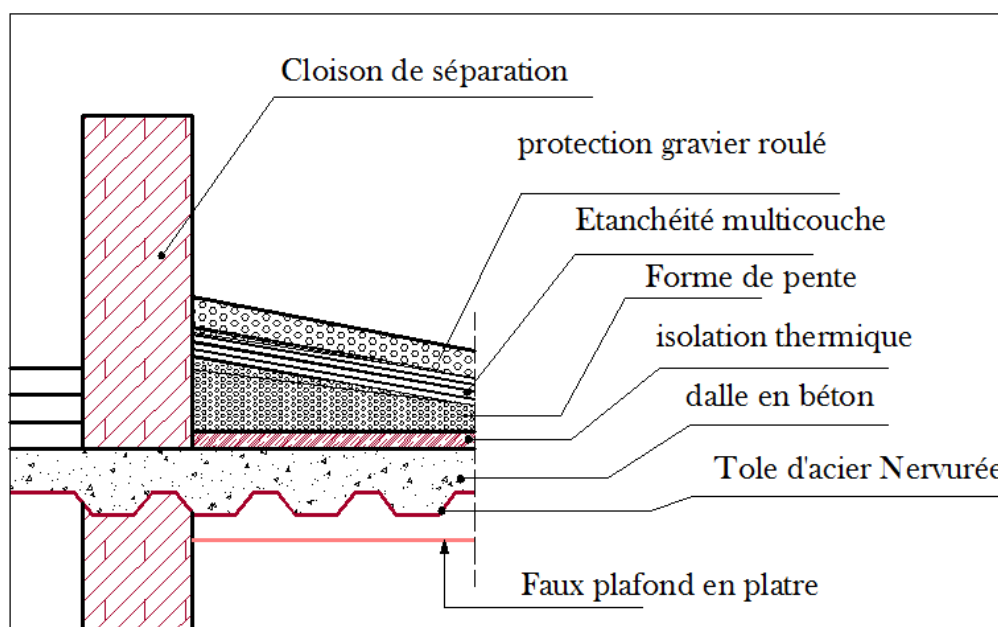


Figure III-2 : Détail Plancher terrasse inaccessible

1-3 Plancher Niveau sous -sol -1 et 2:

- Revêtement en carrelage (2cm) 0,02x2000 = 40 kg/m²
- Mortier de pose (2cm) 0,02x2000. = 40 kg/m²
- Lit de sable (ép. =2cm) 0,02x1800 = 34 kg/m²
- Dalle pleine en béton armé (e=15cm) = 375 kg/m²
- Cloison de séparation (10 cm)..... = 90 kg/m²
- Enduit en plâtre (2cm) = 20 kg/m²

$$G_e = 599 \text{ Kg/m}^2$$

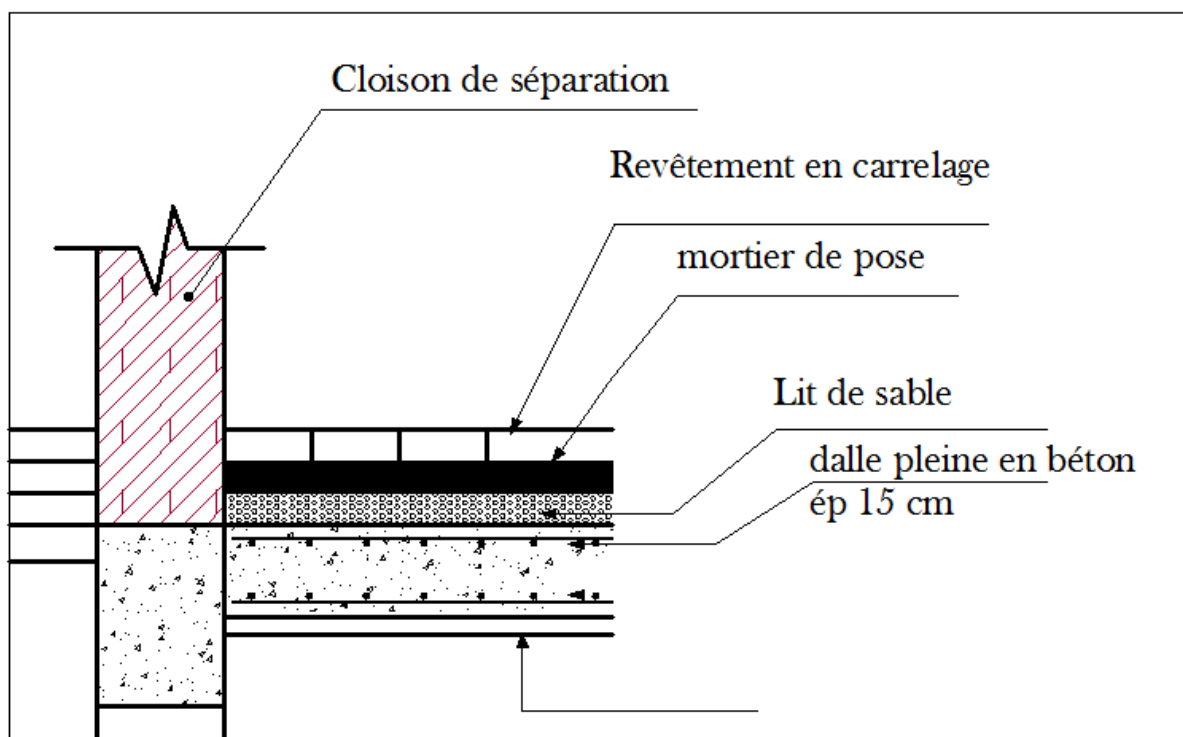


Figure III-3 : Détail Plancher Niveau sous -sol -1 et 2

1-4 Murs extérieurs :

- habillage extérieur en mur rideau= 130 kg/m²
- Cloison de séparation (15 cm)..= 117 kg/m²
- Revêtement intérieur en plâtre (1,5cm)= 15 kg/m²

G_m =262 Kg/m²

1-5 Mur intérieur

- Cloison de séparation (10 cm).. = 90 kg/m²
- Revêtement intérieur (e=2cm) 0,02x200.....= 40 kg/m²

G_m=130 kg/m²

1-6 Acrotère

- Revêtement intérieur (e=2cm) 0,02x200.....= 40 kg/m²
- Cloison de séparation (10 cm).....= 90 kg /m²

G_{acr}=130 kg/ml

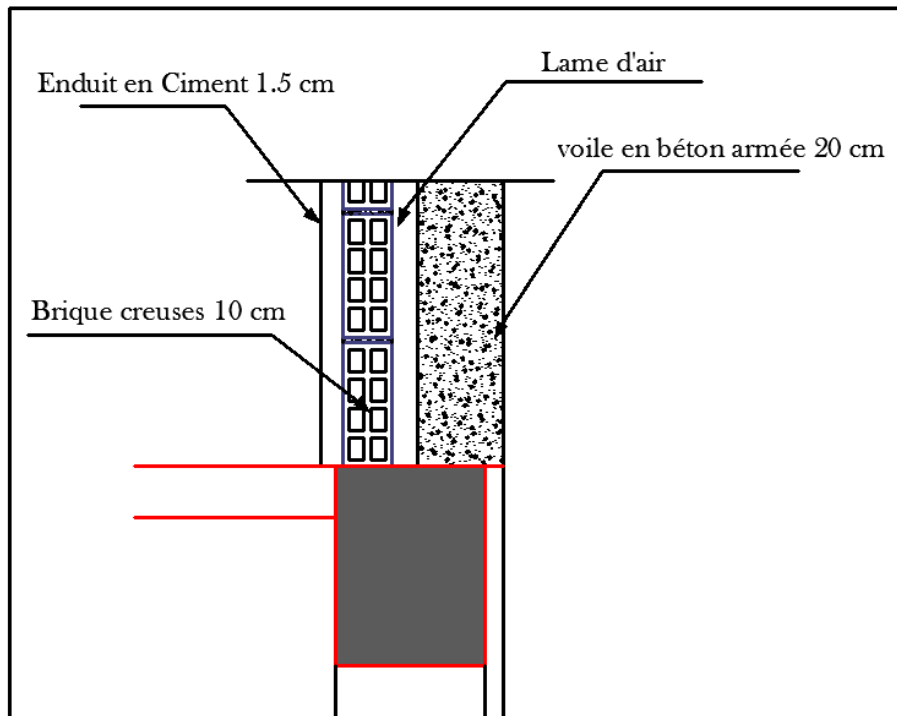


Figure III-4 : Détail du mur niveau Sous-sol

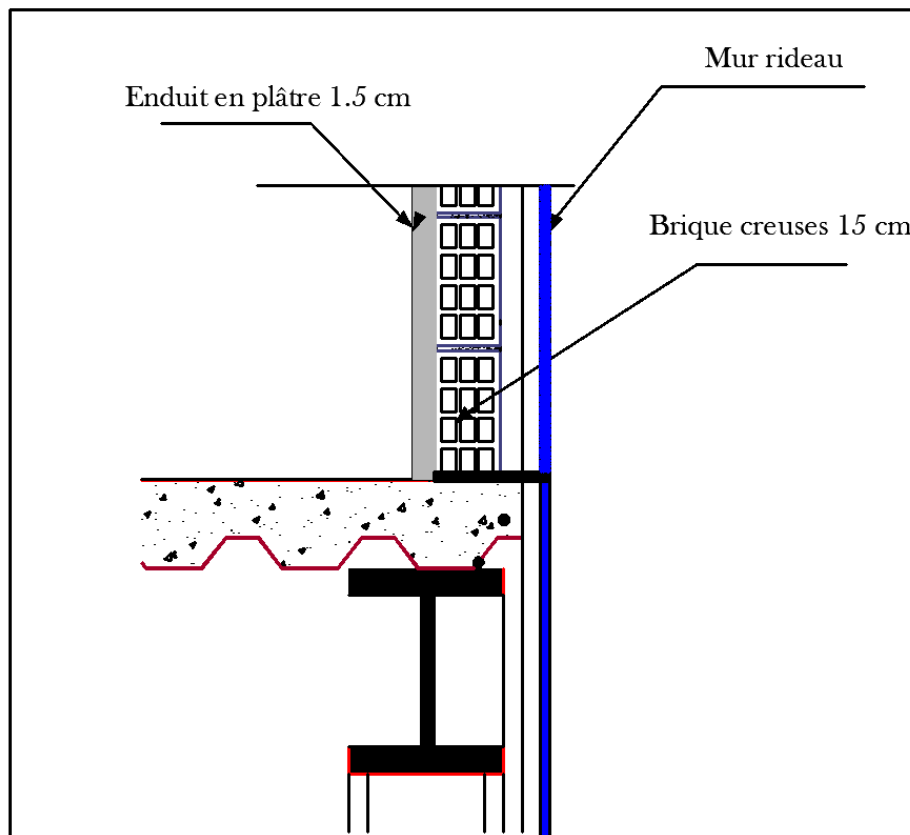


Figure III-5 : Détail du mur niveau étage courant

III-2 Charges variables.

On désigne par les charges variables, les charges qui correspondent aux poids des mobiliers et aux des personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Ces charges sont régies par des normes qui fixent les valeurs de ces charges en fonction de la destination de l'ouvrage suivant le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges) + neige et vent.

2 -1 Charges d'exploitations :

- 1- surcharge du plancher terrasse inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$
- 2- surcharge des planchers étages (hébergement) : $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
- 3- surcharge du plancher sous-sol (parking) : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$
- 4- endroit de stockage, service et de Magasin : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

III-3 Charges climatiques :

3-1 Effet du vent :

Le globe terrestre est caractérisé par des différents phénomènes d'énergie solaire qui a pour effet un réchauffement terrestre en plus de la pression atmosphérique. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par la production de mouvement de masse d'air appelé « VENT ».

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au règlement du Neige et Vent version 2013 (DTR-C2.47-v2013). Ce document technique réglementaire nous donne les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de la direction, l'intensité, la région, le site d'implantation de la structure et leur environnement, la forme géométrique et les ouvertures que contient l'ouvrage.

3-1-1 Vérification à la stabilité d'ensemble

- Données relatives au site :

Zone du vent : **II** ----- voir tableau A.2 page 109 (DTR C2-4.7v20013).

Pression dynamique de référence :

$q_{\text{réf}} = 43.5 \text{ Kg/m}^2$ ----- voir tableau 2.2 page 50 (DTR C2-4.7v20013).

Vitesse moyenne de référence :

$V_{\text{réf}} = 27 \text{ m/s}$ ----- voir tableau A.1 page 107 (DTR C2-4.7v20013).

Catégorie du terrain : IV ----- voir tableau 2.5 page 53 (DTR C2-4.7v20013).

Facteur de terrain : $K_T = 0,234$

Paramètre de rugosité : $Z_0 = 1 \text{ m}$

Hauteur minimale : $Z_{\text{min}} = 10 \text{ m}$

Coefficient utilisé pour

Le calcul du coefficient Cd: $\xi = 0,67$

} voir tableau 2.4 page 53 (DTR C2-4.7v20013).

Dans notre structure on a: la largeur $b = 32.52 \text{ m}$, la longueur $L = 46.30 \text{ m}$ et la hauteur $h = 60.04 \text{ m}$.

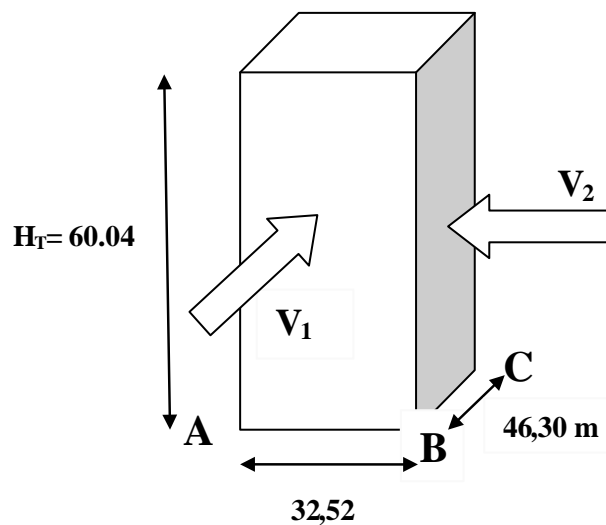


Figure III-6 : Action du vent

La hauteur de référence z_e :

La hauteur de référence est :

- Pour les murs au vent : On définit deux bandes (voir figure 1) :
 Bande I: $Z_e = b = 32.52 \text{ m}$.
 Bande 2: $Z_e = 2b = 65.04 \text{ m}$.
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent : $z_e = h = 46.30 \text{ m}$ (hauteur totale du mur)

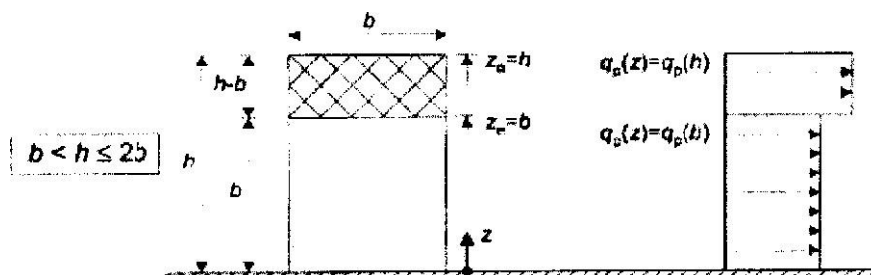


Figure III-7 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence

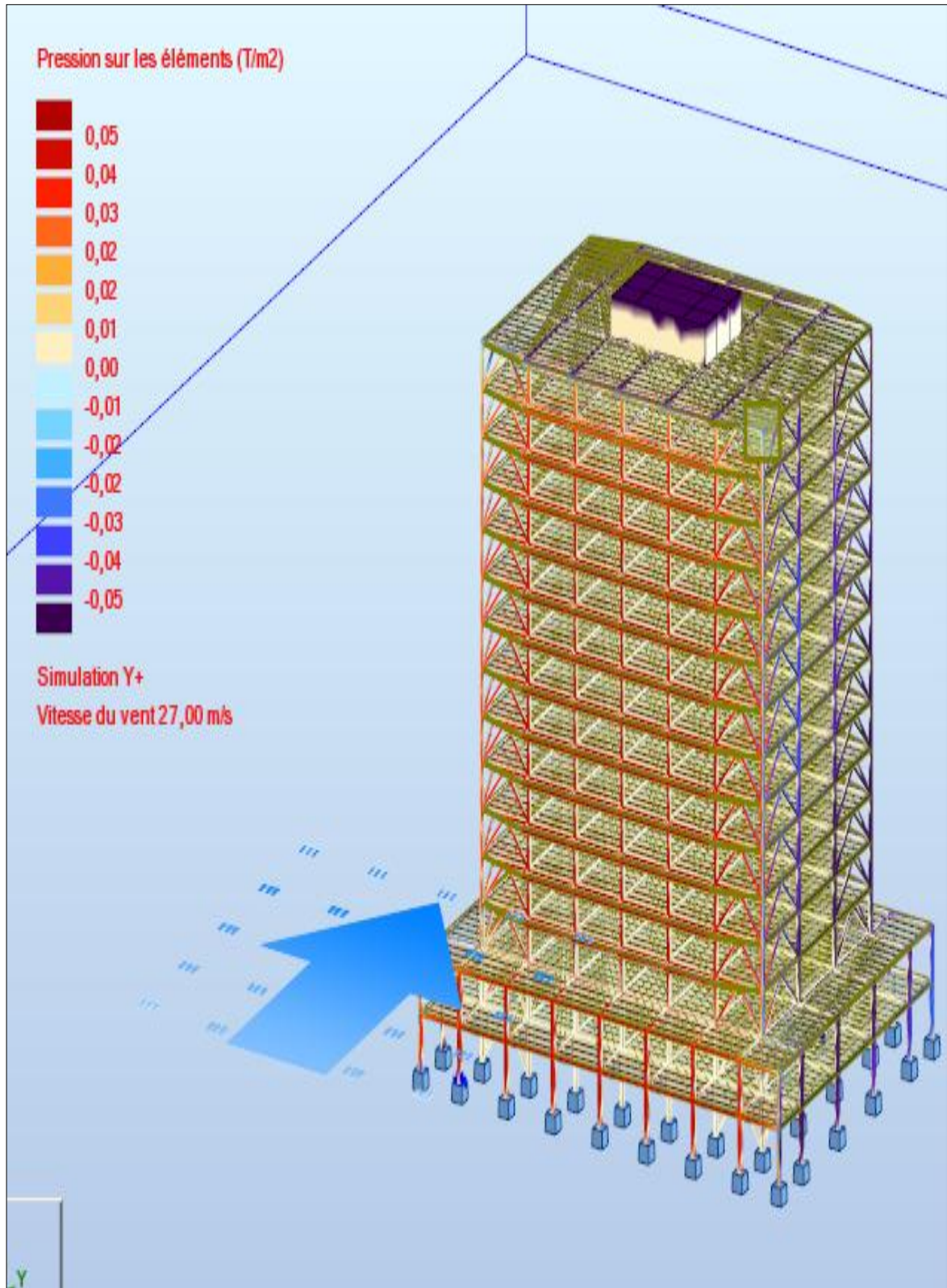


Figure III-8 : pression sur les éléments

Coefficient de rugosité (C_r)----- voir formule 2,3 page 53 (DTR C2-4.7v20013).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } z_m < z' 200m \\ C_r(z) = K_r \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ pour } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_r \times L_n \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \text{ pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

On obtient les valeurs des tableaux suivants :

Sens transversale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _r
de 0 à 32,52 m	32,52	0,815
de 32,52 à 53,04 m	53,04	0,929

Tableau III-1 : valeur coefficient de rugosité (C_r) sens transversale

Sens longitudinale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _r
de 0 à 46,30 m	46,30	0,897
de 46,30 à 53,04 m	53,04	0,929

Tableau III-2 : valeur coefficient de rugosité (C_r) sens longitudinale

Coefficient de topographie (C_t)----- voir formule 2.4.5 page 54 (DTR C2-4.7v20013).

Site plat $\phi < 0.05$ donc **C_t=1**.

Coefficient d'exposition----- voir formule 2.2 page 51 (DTR C2-4.7v20013).

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné par la formule suivante :

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)].$$

Où :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie

$I_v(z)$: est l'intensité de turbulence. On a $Z > Z_{\min}$ donc $I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right)}$

On obtient les valeurs des tableaux suivants :

Sens transversale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	I _v (z)	C _e (z)
de 0 à 32.52 m	32,52	0,287	1,998
de 32.52 à 53.04 m	53,04	0,252	2,568

Tableau III-3 : valeur coefficient d'exposition (C_e) et l'intensité de turbulence (I_v(z)) sens transversale

Sens longitudinale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	I _v (z)	C _e (z)
de 0 à 46,30 m	46,30	0,261	2,536
de 46,30 à 53,04 m	53,04	0,252	2,568

Tableau III-4 : valeur coefficient d'exposition (C_e) et l'intensité de turbulence (I_v(z)) Sens longitudinale

Pression dynamique de pointe :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z) \text{----- voir formule 2.1 page 50 (DTR C2-4.7v20013).}$$

Sens transversale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _e (z)	q _p (kg/m ²)
de 0 à 32.52 m	32,52	1,998	86,913
de 32.52 à 53.04 m	65,04	2,568	111,708

Tableau III-5 : valeur Pression dynamique de pointe sens transversale

Sens longitudinale :

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _e (z)	q _p (kg/m ²)
de 0 à 46,30 m	32,52	2,536	110,316
de 46,30 à 53.04 m	65,04	2,568	111,708

Tableau III-6 : valeur Pression dynamique de pointe sens longitudinale

Récapitulatif : Sens transversale

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _r	I _v (z)	C _e (z)	q _p (kg/m ²)
de 0 à 32,52 m	32,52	0,815	0,287	1,998	86,913
de 32,52 à 53,04 m	53,04	0,929	0,252	2,568	110,968

Récapitulatif : Sens longitudinale

Tronçon	Z=Z _e (m)	C _r	I _v (z)	C _e (z)	q _p (kg/m ²)
de 0 à 46,30 m	46,30	0,897	0,261	2,536	86,913
de 46,30 à 53,04 m	53,04	0,929	0,252	2,568	110,968

Coefficient dynamique Cd :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq})}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \times \sqrt{Q^2 + R^2} \text{ ----- Voir formule 3.1 page 62 (DTR C2-4.7v20013).}$$

Z = 53.04 m la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré .

b < Z_e < 2bvoir figure 2.1 page 51 (DTR C2-4.7v20013).

Z_{eq} = la hauteur équivalente de la construction.

Z_{eq} = 0.6xh > Z_{min} , Z_{eq} = 0.6x60.04 = 36,024 m.voir figure 3.1 page 63 (DTR C2-4.7v20013).

I_v(z_{eq}) : l'intensité de la turbulence pour Z = Z_{eq}

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times l_n \left(\frac{Z_{eq}}{z_0} \right)} = 0.279 \text{voir formule 2.5 page 57 (DTR C2-4.7v20013).}$$

Q² : la partie quasi-statique.voir formule 3.2 page 63 (DTR C2-4.7v20013).

Li(z_{eq}) : échelle de turbulence pour z=z_{eq}...voir formule 3.3.a page 64 (DTR C2-4.7v20013).

Sens transversale : b = 35.52 m

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b + h)}{L_i(z_{eq})} \right)^{0,63}} = 0,53$$

Sens longitudinale : L = 46.30 m

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(L + h)}{L_i(z_{eq})} \right)^{0,63}} = 0,51$$

R² : la partie résonantevoir formule 3.4 page 64 (DTR C2-4.7).

R_n : fonction de la densité spectralevoir formule 3.5 page 65 (DTR C2-4.7).

R_h : fonction d'admittance aérodynamique.....voir formule 3.7.a page 65 (DTR C2-4.7).

R_b : fonction d'admittance aérodynamique.....voir formule 3.7.b page 65 (DTR C2-4.7).

δ: décrétement logarithmique aérodynamique.....voir formule 3.7 page 65 (DTR C2-4.7).

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b = 0.15$$

g: facteur de pointe -----voir formule 3.11 page 67 (DTR C2-4.7v20013).

v : Fréquence moyenne -----voir formule 3.12 page 67 (DTR C2-4.7v20013).

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} = 3,29$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq})}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \times \sqrt{Q^2 + R^2} \text{ ----- Voir formule 3.1 page 62 (DTR C2-4.7v20013).}$$

Les directions du vent	Coefficient dynamique C_d	Hauteur, largeur
Sens transversal	0,792	H= 60.04 m, b=32.52 m
Sens longitudinal :	0,780	H= 60.04 m, L= 46.30 m

Tableau III-7 : valeur Coefficient dynamique Cd

Coefficient de pression extérieure P_e :

Ce coefficient est donné par la formule 5.1 page 80 (DTR C2-4.7v20013).

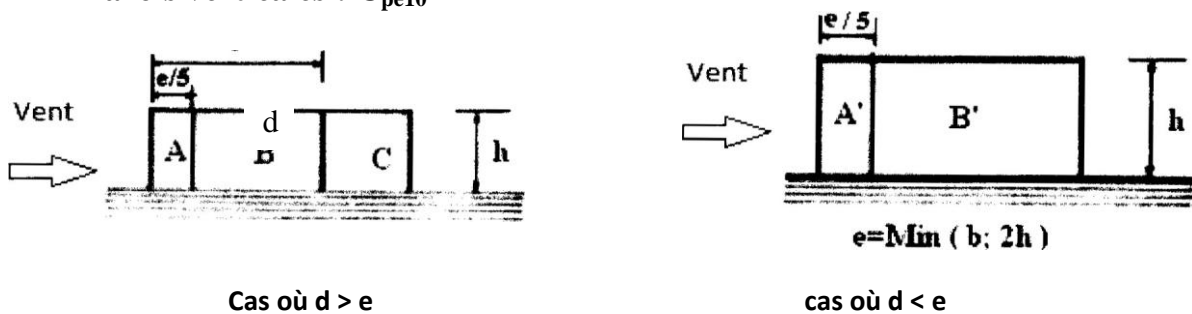
$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S < 1 \text{ m}^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S > 10 \text{ m}^2. \text{ Cas du vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment.}$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour } S > 10 \text{ m}^2.$$

1- Parois verticales : C_{pe10}



Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau III-8 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Sens transversale :

$e = \min (b, 2h) = \min (32,52 ; 106,08) = 32,52 \text{ m} ;$

Aire de la zone A' : $A_A = (e/5) \times 53,04 = (32,52/5) \times 50 = 344,972 \text{ m}^2$

Aire de la zone B' : $A_B = (e-e/5) \times 53,04 = (32,52-32,52/5) \times 50 = 1379,889 \text{ m}^2$

Aire de la zone C : $A_c = (d-e) \times 53,04 = (46,30-32,52) \times 53,04 = 730,891 \text{ m}^2$

Aire de la zone D : $A_D = (bxh) = (46,30 \times 53,04) = 2455,752 \text{ m}^2$

Aire de la zone E: $A_E = (bxh) = (46,30 \times 53,04) = 2455,752 \text{ m}^2$

Sens longitudinale :

$e = \min (b, 2h) = \min (46,30 ; 106,08) = 46,30 \text{ m} ;$

Aire de la zone A' : $A_A = (e/5) \times 53,04 = (46,30/5) \times 53,04 = 491,150 \text{ m}^2$

Aire de la zone B' : $A_B = (e-e/5) \times 53,04 = (46,30-46,30/5) \times 53,04 = 2946,902 \text{ m}^2$

Aire de la zone

e C : $A_c = (d-e < 0) \times 53,04 = 0 \text{ m}^2$ Aire de la zone D : $A_D = (bxh) = (32,52 \times 53,04) = 1724,86 \text{ m}^2$

Aire de la zone E: $A_E = (bxh) = (32,52 \times 53,04) = 1724,86 \text{ m}^2$

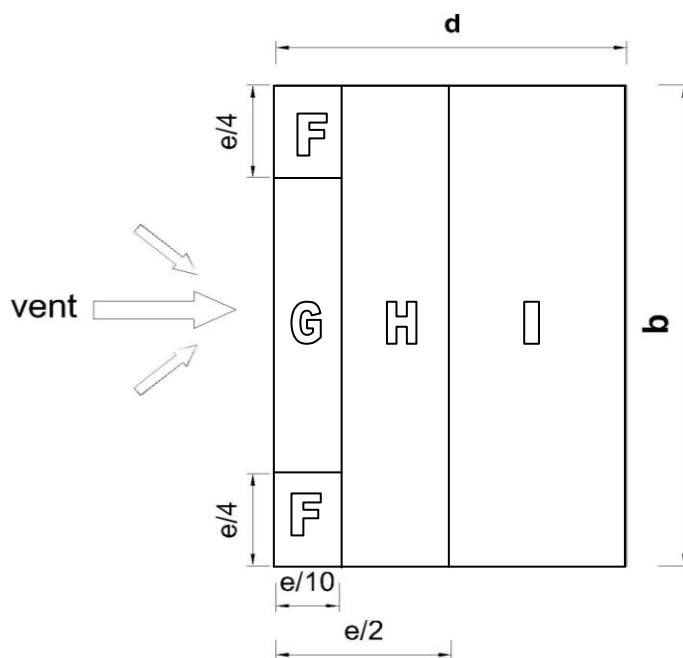


Figure III-9 : Légende pour les toitures plates

2- Les toitures :

Sens transversale :

$$e = \min (b, 2h) = \min (32,52 ; 106,08) = 32,52 \text{ m ;}$$

$$\text{Aire de la zone F : } AF = (e/4) \times (e/10) = 26,439 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone G : } AG = (e/2) \times (e/10) = 52,877 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone H : } AH = (2e/5) \times e = 423,020 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone I : } AI = (d-e/2) \times e = 976,901 \text{ m}^2$$

Sens longitudinale :

$$e = \min (b, 2h) = \min (46,30 ; 106,08) = 46,30 \text{ m ;}$$

$$\text{Aire de la zone F : } AF = (e/4) \times (e/10) = 53,592 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone G : } AG = (e/2) \times (e/10) = 107,185 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone H : } AH = (2e/5) \times e = 857,476 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone I : } AI = (d-e/2) \times e = 433,831 \text{ m}^2$$

	Zone	F		G		H		I	
	Coefficient	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
Avec acrotère	hp/h=0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	±0.2
	hp/h=0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	±0.2
	hp/h=0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	±0.2

Tableau III-9 : Valeurs de C_{pe} de la toiture

Zone	Sens transversal :		Sens longitudinal :	
	Aire (m ²)	Cpe = Cpe,10	Aire (m ²)	Cpe = Cpe,10
F	26,439	-1,2	53,592	-1,2
G	52,877	-0,8	107,185	-0,8
H	423,020	- 0,7	857,476	- 0,7
I	976,901	±0,2	433,831	±0,2

Tableau III-10 : Valeurs de C_{pe} de la toiture par sens

Coefficient de pression intérieure :

Selon le paragraphe 5.2.2.2 page 96 (DTR C2-4.7v20013).

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{surfaces de toutes ouvertures}}$$

Les ouvertures où Cpe est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A, B, C, et E.

En considérant sur chaque face 4 fenêtres de dimensions 1,00 x 1.20 m

.Comme il ne s'agit donc pas de cas de bâtiment avec face dominante ; On se reporte donc la formule précédente pour la détermination de Cpi.

Surface de toutes les ouvertures : (1.0 x 1.2) x 16 x 15 = 288 m²

Surface des ouvertures ou Cpe < 0 : (1.0x1.2) x 12 x 15 = 216 m²

$$\mu = \frac{216}{288} = 0.75$$

Pour $\mu = 0.75$ et $h/d = 53.04/32,52 = 1.63 > 1$ **Cpi = - 0.25**

La hauteur de référence est prise égale à la hauteur de référence considérée pour la détermination des pressions extérieures soit :

ze = b = 32.52 m et h = 53.04 m pour les parois au vent.

ze = h = 53.04. m pour les murs parallèles au vent et sous le vent ;

Pression aérodynamique et la force totale du vent :

Cette pression est donné par la formule 2.6 page 57 (DTR C2-4.7v20013).

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

La force est donné par formule 2.10 page 58 (DTR C2-4.7v20013).

$$F_w = C_d \times \sum W_{ex} A_{ref} \text{ [kg].}$$

Sens transversal :

Pression sur les parois au vent : (zone D)

		Forces extérieures sur les parois au vent en kg						
Z(m)	q _p (ze) kg/m ²	Aire A ref (m ²)	Zone	Cd	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) kg/m ²	Fw(kg)
Ze _q =32,52	86,913	2455,752	D	0,792	+0.8	- 0,25	91,259	177494,702
Ze _q =53,04	110,968	2455,752	D	0,792	+0.8	-0,25	116,516	226618,445
Ze _q =53,04	110,968	976,901	I	0,792	+0.2	-0,25	49,936	38635,762

Tableau III-11 : Pression sur les parois au vent : (zone D).

Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A, B, C et E)

Z(m)	q _p (ze) [kg/m ²]	Forces extérieures sur les parois parallèles au vent et sous le vent						
		Aire A ref (m ²)	Zone	C _d	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) Kg/m ²	Fw(kg)
Z _{eq} = 53.04	110,968	0344,972	A	0,792	-1,0	- 0.25	-83,226	-22738,827
		1379,889	B	0,792	-0,8	- 0.25	-61,032	-66700,169
		730,891	C	0,792	-0,5	- 0.25	-27,742	-16058,891
		2455,752	E	0,792	-0.3	- 0.25	-5,548	-10790,614
		26,439	F	0,792	-1,2	- 0.25	-105,420	-2207,462
		52,877	G	0,792	-0,8	- 0.25	-61,032	-2555,934
		423,020	H	0,792	- 0,7	- 0.25	-49,936	-16730,150

Tableau III-12 : Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A, B, C et E)

Sens longitudinal :

Pression sur les parois au vent : (zone D)

		Forces extérieures sur les parois au vent en kg						
Z(m)	q _p (ze) kg/m ²	Aire A ref (m ²)	Zone	C _d	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) kg/m ²	Fw(kg)
Z _{eq} =32,52	86,913	1724,86	D	0,780	+0.8	- 0,25	91,259	122779,019
Z _{eq} =53,04	110,968	1724,86	D	0,780	+0.8	-0,25	116,516	156759,554
Z _{eq} =53,04	110,968	433,831	I	0,780	+0.2	-0,25	49,936	16897,752

Tableau III-13 : Pression sur les parois au vent : (zone D).

Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A, B, C et E)

Z(m)	q _p (ze) [kg/m ²]	Forces extérieures sur les parois parallèles au vent et sous le vent						
		Aire A ref (m ²)	Zone	C _d	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) Kg/m ²	Fw(kg)
Z _{eq} = 53.04	110,968	0491,150	A	0,780	-1,0	- 0.25	-83,226	- 31883,631
		2946,902	B	0,780	-0,8	- 0.25	-61,032	- 140287,152
		0000,00	C	0,780	-0,5	- 0.25	-27,742	0
		1724,86	E	0,780	-0.3	- 0.25	-5,548	- 7464,228
		53,592	F	0,780	-1,2	- 0.25	-105,420	- 4406,742
		107,185	G	0,780	-0,8	- 0.25	-61,032	- 5102,538
		857,476	H	0,780	- 0,7	- 0.25	-49,936	- 33398,759

Tableau III-14 : Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A, B, C et E)

3-2 Effet de la neige :

Introduction

L'accumulation de la neige sur une toiture d'une bâtisse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour la vérification des éléments de cette structure. Ce type de surcharge est régi par Le règlement RNV2013 qui s'applique à l'ensemble des constructions du territoire algérien qui se trouve à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Comme notre projet se trouve à une altitude de 750 m ,donc il faut prendre ce cas de surcharge en considération.

Calcul des charges de la neige :

$S = \mu \cdot S_k$ [kn/m²] -----voir formule 1 page 18 (DTR C2-4.7v20013).
 S_k (en kn/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le projet est situé à Tissemsilt, qui correspond à la **zone B**---voir annexe 1 page 39 (DTR C2-4.7).

1-Détermination de S_k

La valeur de S_k en kg/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \text{ Avec } H = 550 \text{ m} \text{-----voir paragraphe 4 page 21 (DTR C2-4.7v2013).}$$

$$S_k = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

2-Détermination de μ -----voir tableau 2 page 25 (DTR C2-4.7v2013).

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$.

On a : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$

$$S = 0,8 \times 0,32 = 0,256 \text{ KN/m}^2 \quad N_s = 25,60 \text{ kg/m}^2$$

III-4 Effet de la variation de la température

L'effet de la variation de la température doit être tenu en compte dans le calcul des structures par la dilatation thermique des éléments chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique sans produire de désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique)

Pour le cas de notre structure, on n'a pas pris en compte l'effet de la température pour les raisons suivantes : a- la longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50 m, par contre notre ouvrage est d'une longueur de 46,30 m.

b- La structure charpente métallique n'est pas exposée à l'air libre par (effet de masque).

III-5 . Combinaisons d'actions

La vérification doit être effectuée en considérant les combinaisons les plus défavorables des actions directes et indirectes pondérées.

Pour les divers cas de combinaisons d'actions pondérées envisagées dans le calcul, on considère que les actions pondérées individuelles varient toutes proportionnellement à un paramètre a (facteur de charge) et on vérifie que le facteur de ruine a, ainsi obtenu est au moins égal à 1. Le facteur de ruine a, est atteint lorsque l'un des phénomènes suivant se produit :

Pour la vérification à l'état-ultime, on est conduit de considérer les plus Défavorables des combinaisons d'actions données dans le tableau suivant

Cas de combinaisons d'actions		
Prenant en compte une des trois actions Q, S_n, W_n	$\frac{3}{2}Q + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{3}{2}Q + G + T$
	$\frac{3}{2}S_n + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{3}{2}S_n + G + T$
	$\frac{3}{2}W_n + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{3}{2}W_n + G + T$
Prenant en compte simultanément deux des trois actions Q, S_n, W_n	$\frac{17}{12}(S_m + W_n) + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{17}{12}(S_m + W_n) + G + T$
	$\frac{17}{12}(W_n + Q) + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{17}{12}(W_n + Q) + G + T$
	$\frac{17}{12}(Q + S_n) + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{17}{12}(Q + S_n) + G + T$
Prenant en compte simultanément trois des actions Q, S_n, W_n	$\frac{4}{3}(Q + S_m + W_n + G + T)$	$\frac{4}{3}(Q + S_m + W_n) + G + T$
Prenant en compte les actions climatiques extrêmes	$Q + S_{re} + W_e + G + T$	$Q + S_{re} + W_e + G + T$
	$Q + S_e + G + T$	$Q + S_e + G + T$

Tableau III-15 : combinaisons d'actions

CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

IV-A- Les éléments en charpente métallique :

Après avoir arrêté le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on passe au pré dimensionnement de chaque élément en tenant compte des trois conditions :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat ;

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}} \text{ Pour le cas d'une poutre bi-encasté.}$$

- b) Vérification faite selon la condition de résistance ; ----- voir l'article 5.4.5.1(DTR.B.C.2.44)

- c) Vérification aux vibrations.

IV-1 Quelques notions relatives au règlement CCM97 (DTR.B.C.2.44)

1-1 Objectif

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- 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 les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

1-2 Domaine d'application

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

- Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
- Les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminé à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

1-3 Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

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.

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.

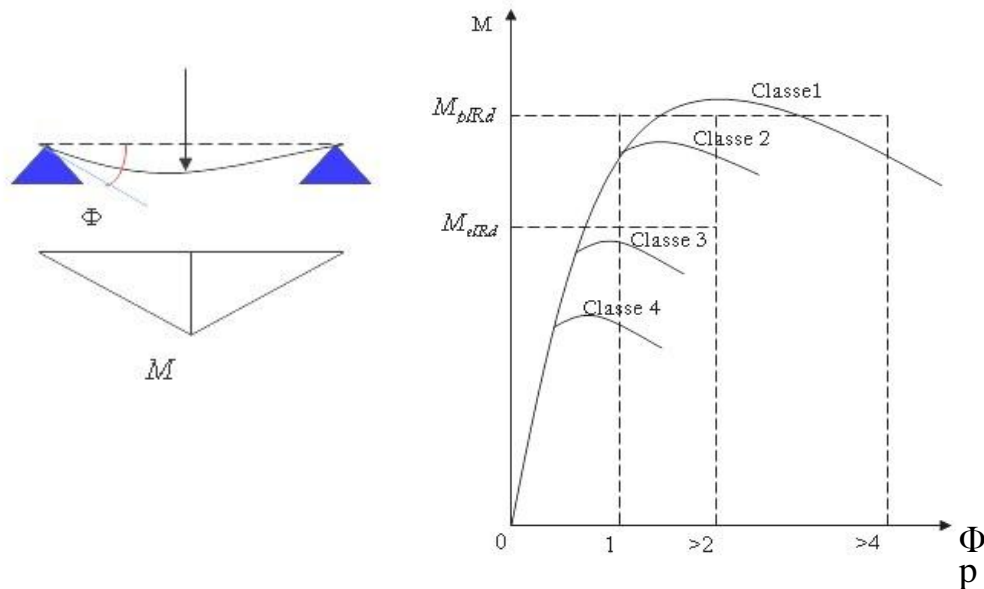


Figure IV -1: Lois types de comportement moment-rotation correspondant

à chaque classe de section.

M_{plRd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{elRd} : moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique.

1-4 Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_{M} pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$

Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$

Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$

1-5 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 envisagées du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

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

Tableau IV-1 : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.

IV-2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

2-1 Les solives

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

$0,7\ m \leq L \leq 1,50\ m$ tel que L : distance entre les solives.

Suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou service). On opte pour une distance de $L=1,10\ m$

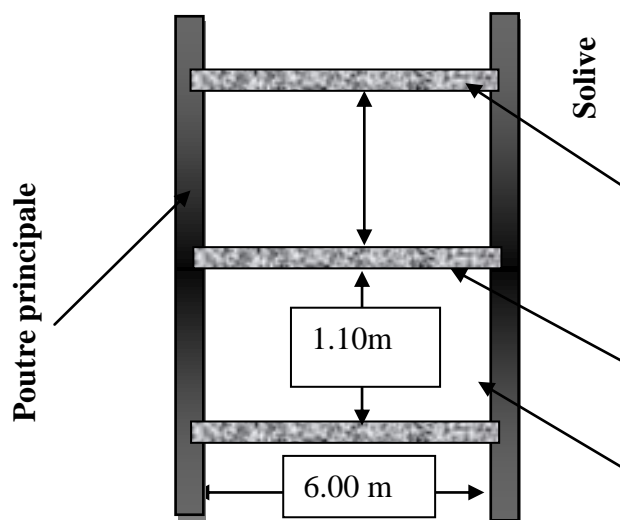


Figure IV-2 : Présentation schématique d'une solive

2-1-1 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse

La longueur des solives-----L=6,00 m.

L'entraxe des solives-----L=1,10 m.

S : la surface repris par la solive S=6.00x1,10 = 6,60 m²

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

G=656kg/m²

Q =100 kg /m²

On prend en compte la surcharge de Neige **N_s**=26,60 kg /m².

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : G_t =656 kg/m ²	$G_t = 656 \times 1,10 = 721,60 \text{ kg/ml}$ G_t = 721,60 kg/ml
Surcharges : Charge d'exploitation Q = 100 kg/m ² Charge de neige N_s = 26,60 kg/m ²	$Q_t = (100 + 26,60) \times 1,1 = 139,26 \text{ kg/ml}$ Q_t = 139,26 kg/ml

Combinaison des charges

Charge pondérée : 1,35G + 1,5(Q + N _s)	Charge non pondérée : G+Q+ N _s
1183,05 kg/ml	860,86 kg/ml

a) Condition de flèche

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

Pour une poutre bi articulée

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

Q : la charge sur la solive non pondérée.

E=2.1x10⁶ kg /cm² Le module d'élasticité des aciers

L=6.00m = 600 cm .

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 860,86 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 \times 860,86 \times 10^{-2} \times 600^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 600} = 2882,344 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq f_y \quad \text{Avec} \quad M_{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{1183,05 \times 10^{-2} \times 600^2}{8} = 532372,5 \text{ kg.cm}$$

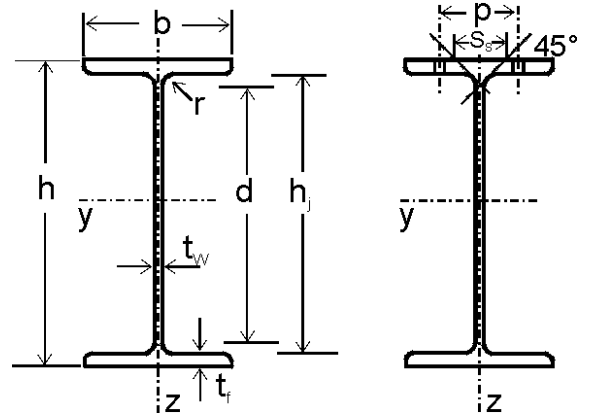
(Q : la charge pondérée)

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{f_y} = \frac{532372,5}{2350} = 226,51 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\begin{cases} I \geq 2882,344 \text{ cm}^4 \\ W \geq 226,51 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 240}$$

- A : l'aire de la section transversale.
- b : la largeur hors-tout.
- d : la hauteur d'âme entre nus intérieures des semelles.
- h : la hauteur hors-tout.
- r : le rayon du congé de raccordement.
- t_f : l'épaisseur de la semelle.
- t_w : l'épaisseur de l'âme.
- A_v : l'aire de cisaillement.



DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	t _w	t _f	r	d	I _y	W _{pl-y}	i _y	I _z	W _{pl-z}	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
IPE240	29,87	39,1	240	120	6,20	9,8	15	190,4	3891,6	366,6	9,97	283,58	73,92	2,69

Tableau IV-2 : Caractéristique IPE 240

C) Vérification de la flèche :

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 860,86 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3891,6} = 1,778 \text{ cm}$$

Donc $f_{\max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifiée.

d) La classe de la section transversale: ----- voir tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

La semelle b=120mm

C=b/2=120/2=60,00m ; t_f=9,8 mm C/t_f = 6,12 < 10ε =10 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie d=190,4 mm t_w = 6,20 mm d/t_w=30.71 < 72 ε=72 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe1, le calcul peut amener à la plasticité.

Calcul du poids : $G=656+(29,87/1,1) = 683,15 \text{ kg/m}^2$

$$Q=100+26,60= 126,60 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ (pondérée)} = 1,35G + 1,5(Q) \quad q \text{ (pondérée)}=1112,16 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1,1 m $q = 1223,37 \text{ kg/ml}$

E) Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir Article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$V_{sd} < V_{pl,rd}$ --- voir formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v=12,03 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{1223,37 \times 6}{2} = 3670,12 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{12,03 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14840,16 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 3670,12 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 14840,16 \text{ kg} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

d) Vérification de résistance (moment fléchissant) : ---voir Article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{c,rd}$ --- voir formule 5.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{pl,rd}$: valeur de calcul de la résistance plastique a la flexion.

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl-y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{1223,37 \times 6^2}{8} = 5505,16 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{366,6 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 7831,91 \text{ kg.m.}$$

$$M_{sd} = 5505,16 \text{ kg.m} \leq M_{pl,rd} = 7831,91 \text{ kg.m} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

2-1-2 Pré dimensionnement des solives plancher etage courant :

La longueur des solives-----L=6,00 m.

L'entraxe des solives-----L=1,10 m.

S : la surface reprise par la solive S=6.00x1,10 = 660 m²

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G=545 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg /m}^2$$

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_t = 545 \text{ kg/m}^2$	$G_t = 545 \times 1,10 = 599,5 \text{ kg/ml}$ $G_t = 599,5 \text{ kg/ml}$
Surcharges : Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$	$Q_t = 150 \times 1,1 = 165,0 \text{ kg/ml}$ $Q_t = 165,0 \text{ kg/ml}$
Combinaison des charges	
Charge pondérée : $1,35G + 1,50Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
1056,83 kg/ml	764,50 kg/ml

Vu que la charge $q_e = 764,50 \text{ kg/ml} < q_t$ et les solives des étages courants ont la même longueur , on garde donc le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toutes les étages courants.

2-2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments qui travaillent essentiellement à la flexion, sous l'action des efforts transmis par les solives. Pour être dans un cas de montage plus pratique on suppose que les solives sont articulées aux poutres, tout en respectant la condition de flèches, ainsi que la limitation de la hauteur des sous plafonds.

2.2.1 Poutre principale intermédiaire terrasse :

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

La longueur des poutres-----L=8,00 m.

L'entraxe des poutres-----L=6.00 m.

S : surface reprise par la poutre $S = 8.00 \times 6.00 = 48 \text{ m}^2$

La poutre est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$G = 656 \text{ kg/m}^2$

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

On prend en compte la surcharge de Neige $N_s = 26,60 \text{ kg/m}^2$.

Chargement	Charge linéique sur la poutre
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_t = 656 \text{ kg/m}^2$	$G_t = 656 \times 6,0 = 3936,0 \text{ kg/ml}$ $G_t = 3936,00 \text{ kg/ml}$
Surcharges : Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige $N_s = 26,60 \text{ kg/m}^2$	$Q_t = (100 + 26,60) \times 6,0 = 759,6 \text{ kg/ml}$ $Q_t = 759,6 \text{ kg/ml}$

Combinaison des charges

Charge pondérée : $1,35G + 1,5(Q + N_s)$	Charge non pondérée : $G + Q + N_s$
6453,00 kg/ml	4695,60 kg/ml

a) Condition de la flèche

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

Pour une poutre bi articulée

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

Q : la charge sur la poutre non pondérée.

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

$L = 8.00\text{m} = 800 \text{ cm}$.

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 4695,60 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 \times 4695,60 \times 10^{-2} \times 800^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 800} = 37266,67 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq f_y \quad \text{Avec } M_{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{6453 \times 10^{-2} \times 800^2}{8} = 5162400,0 \text{ kg.cm}$$

(Q : la charge pondérée)

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{f_y} = \frac{5162400}{2350} = 2196,77 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\begin{cases} I \geq 37266,67 \text{ cm}^4 \\ W \geq 2196,77 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{HEA 400}$$

A : l'aire de la section transversale.

b : la largeur hors-tout.

d : la hauteur d'âme entre nus intérieures des semelles.

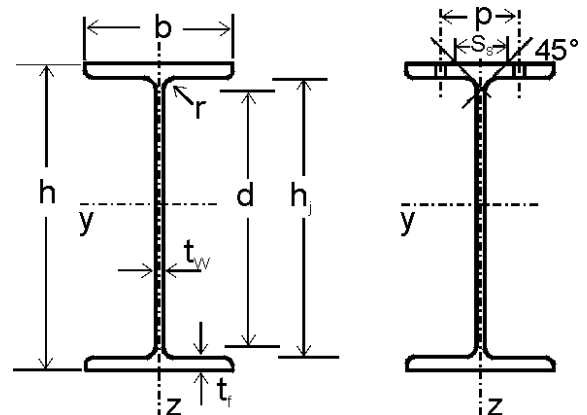
h : la hauteur hors-tout.

r : le rayon du congé de raccordement.

t_f : l'épaisseur de semelle.

t_w : l'épaisseur d'âme.

A_v : l'aire de cisaillement.



DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I _y	W _{pl.Y}	i _y	I _z	W _{pl.Z}	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
HEA400	125	159	390	300	11	19	27	298	45070	2562	16,84	8564	872,9	7,34

Tableau IV-3 : Caractéristique HEA 400

C) Vérification de la flèche :

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 4695,6 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070} = 2,646 \text{ cm}$$

Donc $f_{\max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifiée.

d) La classe de la section transversale : ----- voir tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

Pour une semelle de b=300mm

C=b/2=300/2=150 mm ; tf=19 mm C/tf = 7,895 < 10ε=10 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie d=298 mm tw= 11 mm d/tw=27,09 < 72 ε=72 donc l'âme est de classe 1.

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

Calcul du poids : G=656+(125/6)=676,83 kg/m²

$$Q=100+26,60= 126,60 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ (pondérée)} = 1,35G + 1,5(Q) \quad q \text{ (pondérée)} = 1103,63 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 6,0 m **q =6621,75 kg/ml.**

E) Vérification de la résistance (effort tranchant) : --- voir Article 5.4.6 page 64(DTR.B.C.2.44)

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \text{ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)}$$

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \text{ et } V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 53,35 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{6621,75 \times 8}{2} = 26487,00 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{53,35 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 65803,50 \text{ kg}$$

$V_{sd} = 26487,00 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 65803,50 \text{ kg}$ ----- condition vérifiée.

d) Vérification de résistance (moment fléchissant) : ---voir Article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{c,rd}$ --- voir la formule 55.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : le moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique a la flexion.

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{6621,75 \times 8^2}{8} = 52974,0 \text{kg.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{2562 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 54733,64 \text{kg.m.}$$

$$M_{sd} = 52974 \text{kg.m} \leq M_{pl,rd} = 54733,64 \text{kg.m} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

2.2.2 Poutre principale intermédiaire étage courant :

$G=545 \text{kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ kg /m}^2$

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_t = 545 \text{ kg/m}^2$	$G_t = 545 \times 6 = 3270 \text{ kg/ml}$ $G_t = 3270 \text{ kg/ml}$
Surcharges : Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$	$Q_t = 150 \times 6 = 900 \text{ kg/ml}$ $Q_t = 900 \text{ kg/ml.}$

Combinaison des charges

Charge pondérée : $1,35G + 1,50Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
5764,50 kg/ml	4170,00 kg/ml

Vu que la charge $q_e = 4170,00 \text{ kg /ml} < q_t$ et les solives des étages courants ont la même longueur on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute les étages courants.

2.2.3 Poutre principale de rive terrasse :

$G=656 \text{kg/m}^2$

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

On prend en compte la surcharge de Neige $N_s = 26,60 \text{ kg /m}^2$.

Chargement	Charge linéique sur la poutre
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_t = 656 \text{ kg/m}^2$	$G_t = 656 \times 3,0 = 1968 \text{ kg/ml}$ $G_t = 1968 \text{ kg/ml}$
Surcharges : Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige $N_s = 26,60 \text{ kg/m}^2$	$Q_t = (100 + 26,60) \times 3,0 = 379,8 \text{ kg/ml}$ $Q_t = 379,8 \text{ kg/ml}$

Combinaison des charges

Charge pondérée : $1,35G + 1,5(Q + N_s)$	Charge non pondérée : $G+Q+ N_s$
3226,5 kg/ml	2347,8 kg/ml

a) Condition de la flèche

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

Pour une poutre bi articulée

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

Q : la charge sur la poutre non pondérée.

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

$L=8.00\text{m} = 800 \text{ cm}$.

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 2347,80 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 \times 2347,8 \times 10^{-2} \times 800^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 800} = 18633,335 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq f_y \quad \text{Avec} \quad M_{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{3226,5 \times 10^{-2} \times 800^2}{8} = 2581200,00 \text{ kg.cm}$$

(Q : la charge pondérée)

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{f_y} = \frac{2581200,00}{2350} = 1098,38 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\begin{cases} I \geq 18633,335 \text{ cm}^4 \\ W \geq 1098,38 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{HEA 320}$$

A : l'aire de la section transversale.

b : la largeur hors-tout.

d : la hauteur d'âme entre nus intérieures des semelles.

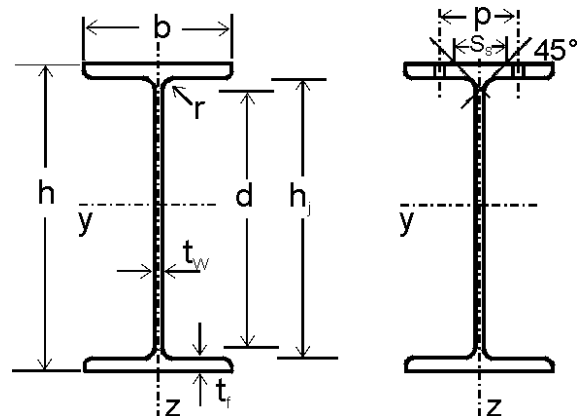
h : la hauteur hors-tout.

r : le rayon du congé de raccordement.

t_f : l'épaisseur de semelle.

t_w : l'épaisseur d'âme.

A_v : l'aire de cisaillement.



DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I _y	W _{pl-Y}	i _y	I _z	W _{pl-Z}	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
HEA320	97,6	124,4	310	300	9	15,5	27	225	22930	1628	13,58	6985	709,7	7,49

Tableau IV-4 : Caractéristique HEA 320

C) Vérification de la flèche :

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 2347,80 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070} = 1,323 \text{ cm}$$

Donc $f_{\max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifiée.

d) La classe de la section transversale : ----- voir le tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

Pour une semelle de b=300mm

C=b/2=300/2=150 mm ; tf=15,5 mm C/tf = 9,677 < 10ε =10 donc la semelle est de classe 1.

L'âme fléchie d=225 mm tw= 9 mm d/tw=25,00 < 72 ε=72 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut être amenée à la plasticité.

Calcul du poids : G=656+(97,6/3) =688,53 kg/m²

$$Q=100+26,60= 126,60 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ (pondérée)} = 1,35G + 1,5(Q) \quad q \text{ (pondérée)} = 1119,42 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 3,0 m **q =3358,26 kg/ml.**

E) Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir l'article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \text{ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)}$$

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \text{ et } V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 41,13 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{3358,26 \times 8}{2} = 13433,04 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{53,35 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 50730,98 \text{ kg}$$

$V_{sd} = 13433,04 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 50730,98 \text{ kg}$ ----- condition vérifiée.

d) Vérification de résistance (moment fléchissant) : ---voir l'article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{c,rd}$ --- voir la formule 55.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : le moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique a la flexion.

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{3358,26 \times 8^2}{8} = 26866,08 \text{kg.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{1628 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 34780,00 \text{kg.m.}$$

$$M_{sd} = 26866,08 \text{kg.m} \leq M_{pl,rd} = 34780,00 \text{kg.m} \text{----- condition vérifiée.}$$

2.2.4 Poutre principale de rive niveau étage courant :

$G=545 \text{kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ kg /m}^2$

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_t = 545 \text{ kg/m}^2$	$G_t = 545 \times 3 = 1635 \text{ kg/ml}$ $G_t = 1635 \text{ kg/ml}$
Surcharges : Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$	$Q_t = 150 \times 3 = 450 \text{ kg/ml}$ $Q_t = 450 \text{ kg/ml.}$

Combinaison des charges

Charge pondérée : $1,35G + 1,50Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
2882,25 kg/ml	2085,00 kg/ml

Vu que la charge $q_e = 2085,00 \text{ kg /ml} < q_t$ et les solives des étages courants ont la même longueur on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toutes les étages courants.

IV-2-5 Pré dimensionnement des Poteaux niveau étage courant :

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

Le type de profilé qui convient le mieux pour les poteaux pour les étages courants est le **H** soit HEA ou bien **HEB** ces deux dernières présentes une inertie transversale plus grande ainsi que la largeur des ailes qui facilite l'attache « poutre-solive ». On distingue deux types de portique

- les portiques de contreventement.
- les portiques qui supportent que les charges verticales.

Le pré dimensionnement des poteaux de contreventement se fait en flexion composée en tenant en compte des efforts de compression dus aux charges verticales et les efforts horizontaux.

Du moment qu'on n'a pas encore les efforts horizontaux on prend pour les portiques de contreventement dans les deux sens horizontaux et verticaux.

Pour le deuxième type de portique on procède de la façon suivante :

-On calcule la longueur de flambement de l'élément suivant l'art 5.1.1.1 page 74 (**DTR.B.C.2.44**).

$$N_{sd} < N_{b,rd}$$

N_{sd} : l'effort normal de compression.

$N_{b,rd}$: la valeur de calcul au flambement.

2-5.1. Effort normal de compression

$$N_{sd} = 1,1 (1,35 \times N_g + 1,5 N_Q)$$

Les efforts de compression due aux charges permanentes (N_g) :

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau central :

$$S = (8,00/2 + 8,00/2) \times (6,00/2 + 6,00/2) = \mathbf{48,00 \text{ m}^2}$$

Plancher terrasse :

- Le poids propre du plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = 656 \times 48 = \mathbf{31488,00 \text{ Kg}}$
 - Le poids propre des poutres principales (HEA 400) : $L \times G_{\text{profilé}} = 8,00 \times 125 = \mathbf{1000 \text{ kg}}$
 - Le poids propre des poutres secondaires : (IPE 240) ; $L \times G_{\text{profilé}} = 6,00 \times 28,87 = \mathbf{179,22 \text{ Kg}}$
 - Le poids propre des solives : (IPE 240) ; $7 \times L \times G_{\text{profilé}} = 7 \times 6,00 \times 28,87 = \mathbf{1254,54 \text{ Kg}}$.
- G=32921,76 kg**

Plancher étage courant :

- Le poids propre du plancher étage courant : $G_{\text{terrasse}} \times S = 545 \times 48 = \mathbf{26160,00 \text{ Kg}}$
- Le poids propre des poutres principales (HEA 400) : $L \times G_{\text{profilé}} = 8,00 \times 125 = \mathbf{1000 \text{ kg}}$
- Le poids propre des poutres secondaires : (IPE 240) ; $L \times G_{\text{profilé}} = 6,00 \times 28,87 = \mathbf{179,22 \text{ Kg}}$
- Le poids propre des solives : (IPE 240) ; $7 \times L \times G_{\text{profilé}} = 7 \times 6,00 \times 28,87 = \mathbf{1254,54 \text{ Kg}}$.

$$\mathbf{G=28593,76 \text{ kg}}$$

Les efforts de compression due aux charges d'exploitations (N_g) :

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : la charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec :

- n : le nombre d'étage. tel que $n \geq 5$
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas.

Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kg/m ²)
P14	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	126,6
P13	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	276,6
P12	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	411,6
P11	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	531,6
P10	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	636,6
P9	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	726,6
P8	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	801,6
P7	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	876,6
P6	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	954,6
P5	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	1031,1
P4	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	1101,6
P3	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	1182,6
P2	Q_{12}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{12})$	1260,6
P1	Q_{13}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{13})$	1335,6
PRDC	Q_{14}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,61(Q_1+\dots+Q_{14})$	1621,1

Tableau IV-5 Dégression des charges d'exploitations

NB : du point de vue économique on doit dimensionner les poteaux en famille tout en faisant une réduction des sections.

- On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** .

2-5.2. Valeur de calcul au flambement.

Niveau 14^{eme} étage :

$$N_{b,Rd} = \frac{x\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classes 1,2 et 3

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{340}{6,78} = 50,15 \quad \text{Où } l \text{ est la longueur de l'élément et } i : \text{ le rayon de giration.}$$

α : le facteur d'imperfection tel que $\alpha=0,34$ (courbe de flambement b)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ --- } f_y \text{ en } N/mm^2$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \times A f_y}{N_{cr}}} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} \quad \bar{\lambda} = \frac{50,15}{93,9} = 0,53$$

λ : l'élanement pour le mode de flambement à considérer .

N_{sr} : l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié.

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,699 .$$

x : le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,869 \text{ --- avec : } x \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{x \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,866 \times 1 \times 54,25 \times 235 \times 10}{1,1} = 100693,66 \text{ kg .}$$

Pour le niveau 14^{eme} étage :

$$N_{sd} = 49097,71 \text{ kg} < N_{b,Rd} = 100693,66 \text{ kg} \text{----- Condition vérifiée.}$$

Etage	N_g	N_Q	N_{sd} (Kg)	$N_{b,Rd}$ (Kg)	Profilé	condition
14 ^{eme} étage	32921,76	126,6	49097,7036	181343,48	HEB 220	OK
13 ^{eme} étage	61515,52	276,6	91806,9372	214001,64	HEB 240	OK
12 ^{eme} étage	90109,28	411,6	134491,421	241744,15	HEB 260	OK
11 ^{eme} étage	118703	531,6	177151,154	270745,11	HEB 280	OK
10 ^{eme} étage	147296,8	636,6	219786,138	309566,94	HEB 300	OK
9 ^{eme} étage	175890,6	726,6	262396,372	336980,45	HEB 320	OK
8 ^{eme} étage	204484,3	801,6	304981,855	358980,87	HEB 340	OK
7 ^{eme} étage	233078,1	876,6	347567,339	381140,21	HEB 360	OK
6 ^{eme} étage	261671,8	954,6	390157,772	421461,27	HEB 400	OK
5 ^{eme} étage	290265,6	1031,1	432745,731	466827,64	HEB 450	OK
4 ^{eme} étage	318859,4	1101,6	475323,79	512968,62	HEB 500	OK
3 ^{eme} étage	347453,1	1182,6	517919,173	548032,98	HEB 550	OK
2 ^{eme} étage	376046,9	1260,6	560509,607	580256,64	HEB 600	OK
1 ^{er} étage	404640,6	1335,6	603095,090	635838,23	HEB 650	OK
RDC étage	433234,4	1621,1	646027,899	680654,73	HEB 700	OK

Tableau IV-6 Dégression des charges d'exploitations

IV-B- Les éléments en béton armé :

L'évaluation des différentes sections des éléments du sous-sol : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, ce dimensionnement doit satisfaire les conditions du premier genre (BAEL) et les règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003) .

1. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est défini comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre axe des appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

1.1. Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 800 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 53,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 80 \text{ cm} \\ 18,9 \text{ cm} \leq b \leq 25,9 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 70 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 40 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 70 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..} \\ \frac{70}{40} = 1,75 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend la section des poutres principales **(40x70) cm²**

1.2. Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 600 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18,0 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 40 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On prend la section des poutres secondaires **(40x50) cm²**

2. Prédimensionnement des planchers

Un plancher est la partie horizontale d'une construction par laquelle est transmise la charge d'exploitation ainsi leur poids propre aux poutres puis aux poteaux. Leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Comme la charge d'exploitation du plancher du niveau sous-sol est élevée par rapport aux autres

étages et afin d'éviter le poinçonnement du aux charges mobiles (parking), on adopte pour un plancher défini comme suit:

2.1- Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles pleines dépend des conditions de la sécurité, d'isolation thermique et phonique et de la résistance.

2-1-1-Condition de sécurité contre l'incendie

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

2-1-2-Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15cm**

2-1-3 -Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$. [4]
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre côtés a les dimensions suivantes : $L_x = 6,00 \text{ m}$ et $L_y = 8,00$

$$\text{D'où } 600 / 50 \leq e \leq 600 / 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

Cette épaisseur retenue doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max}(11\text{cm}, 15\text{cm}), \text{ d'où on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : } \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple avec le poteau le plus sollicité qui correspond à la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

3.1 Poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau de l'axe (E, 3) comme il est motionné par des hachures sur la figure suivante pour tous les étages.

Surface reprise par poteau a chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau central :

$$S = (8,00/2 + 8,00/2) \times (6,00/2 + 6,00/2) = \mathbf{48,00 \text{ m}^2}$$

3.2 Effort normal ultime due à chaque niveau.

3.2.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse :

- $G=32921,76$ kg (calculer précédemment)

- Plancher étages courants :

- $G=28593,76$ kg (calculer précédemment)

- Plancher sous-sol :

- Poids propre du plancher : $G_{\text{sous-sol}} \times S = 599 \times 48,00 = 28752,00$ Kg

- Poids propre des poutres principales: $\gamma_b \times (bxh) \times L = 2500 \times (0,40 \times 0,7) \times 8,00 = 5600$ Kg

- Poids propre des poutres secondaires: $\gamma_b \times (bxh) \times L = 2500 \times (0,40 \times 0,50) \times 6,00 = 3000$ Kg

$G_{\text{sous-sol}} = 37352,00$ Kg

NB : du point de vue économique on doit dimensionner les poteaux en famille tout en faisant une réduction des sections.

- on doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**

3.2.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon les règles de "**BAEL 91 modifié 99**"

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre d'étage.} \\ Q_0 : \text{La charge d'exploitation sur la terrasse.} \\ Q_1, Q_2, \dots, Q_n : \text{Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas} \end{array} \right.$

Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kg/m ²)
P14	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	126,6
P13	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	276,6
P12	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	411,6
P11	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	531,6
P10	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	636,6
P9	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	726,6
P8	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	801,6
P7	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	876,6
P6	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	954,6
P5	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	1031,1
P4	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	1101,6
P3	Q ₁₁	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	1182,6
P2	Q ₁₂	$\Sigma_{11}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{12})$	1260,6
P1	Q ₁₃	$\Sigma_{11}=Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{13})$	1335,6
PRDC	Q ₁₄	$\Sigma_{11}=Q_0+0,61(Q_1+\dots+Q_{14})$	1621,1
Sous sol1	Q ₁₅	$\Sigma_{11}=Q_0+0,60(Q_1+\dots+Q_{14})$	1746,6
Sous sol2	Q ₁₆	$\Sigma_{11}=Q_0+0,59(Q_1+\dots+Q_{14})$	1867,1

NB : au point de vue économique on doit dimensionner des poteaux en famille tout en fait une réduction des sections.

- on doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** .

4.3. Détermination de la section du poteau :

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : l'effort normal ultime (compression)
- α : le coefficient réducteur qui tient compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : l'élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.
- l_f : la longueur de flambement.
- i : le rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.
- B : la surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- γ_b : le coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : le coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : la limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : la contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : la section d'acier comprimée.
- Br : la section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant sa section réelle de 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

C'est-à-dire $\lambda \leq 50$

Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux du sous-sol, d'où : $h_0= 350 \text{ cm}$

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 350 = 245 \text{ cm}$.

L'efforts de compression due aux charges permanentes $N_G = 507938,40 \text{ Kg}$

L'efforts de compression due aux charges d'exploitations $N_Q = 16488,70 \text{ Kg}$

$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 507938,40 + 1,50 \times 16488,70) \Rightarrow N_u = 781494,879 \text{ Kg}$

Détermination de (a) :

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{0,289a} \leq 50\right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{245}{0,289 \times 50} = 16,95 \text{ cm}\right)$$

Vu la largeur du profilé (HEB 550) niveau RDC On prend : $a = 80 \text{ cm}$

$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \lambda = 250/23,094 = 10,825 < 50$ -----Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (80-2) \times (b-2) = 78 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le "Le RPA 99 version 2003" $A_s = 0,8\% B_r$ Zone IIa

$$A_s = 0,8\% [78(b-2)] = 0,624(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 10,528 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(10,825/35)^2]$$

$$\alpha = 0,834$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = 781494,879 \text{ Kg}$$

$$N_u \leq 0,834 \left[\frac{78(b-2) \cdot 25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,624(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

$$b \geq 58,39 \text{ cm}$$

Donc, on prend **b = 80 cm**

Dimensions minimaux requis par le "RPA99 version 2003" [2]:

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a,b) = 80 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a,b) > \frac{h_e}{20} = \frac{350}{20} = 17,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_e : la hauteur d'étage.

De ce fait, on adopte pour des poteaux de sous-sol 1 et 2 une section carrée (a=b) = (**80x80**) **cm**²

4. Pré dimensionnement des voiles

La détermination de l'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003) avec une épaisseur minimale de **15** cm. De plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, à la fois de contreventer le bâtiment en reprendre les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) pour les transmettre aux fondations.

D'après le "RPA99 version 2003" article 7.7.1 sont considérés comme voiles de contreventement les éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$$\begin{cases} L : \text{la longueur de voile.} \\ e : \text{l'épaisseur du voile.} \end{cases}$$

L'épaisseur minimale est de 15 cm

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 408 - 50 = 358 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{358}{25} = 14,32 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{358}{22} = 16,27 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq (14,32 \text{ cm}; 16,27 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Pour éviter une section trop ferrillée, l'épaisseur des voiles des contreventements: **$e = 25 \text{ cm}$** .

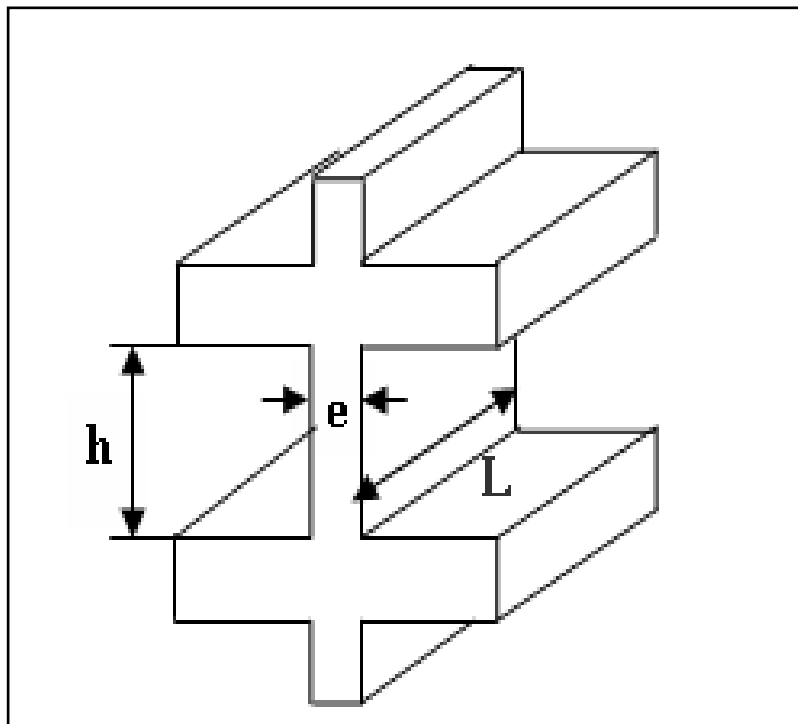


Figure IV-3 : dimensionns des voiles

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**V-1. plancher mixte à dalle collaborant :**

Un plancher, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage en charpente de bois ou de maçonnerie, ou mixte (collaborant) acier-béton, formant une plate-forme horizontale comme un écran de séparation entre les étages d'une construction. Dans notre projet, on utilisera des planchers collaborant.

1.1. Calcul de plancher mixte à dalle collaborant :

Les planchers collaborant sont basés sur un principe très simple, il consiste à connecter des poutres métalliques, à une dalle en béton qui va alors travailler en compression pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants. L'objectif de cette association est de tirer, sur le plan mécanique, la meilleure partie de résistance. Cette connexion se fait principalement à l'aide des goujons, des pièces empêchant le glissement d'un matériau sur l'autre et permettant la bonne transmission des charges. Le calcul se fait selon la méthode prescrite dans le **DTR.B.C.2.44**.

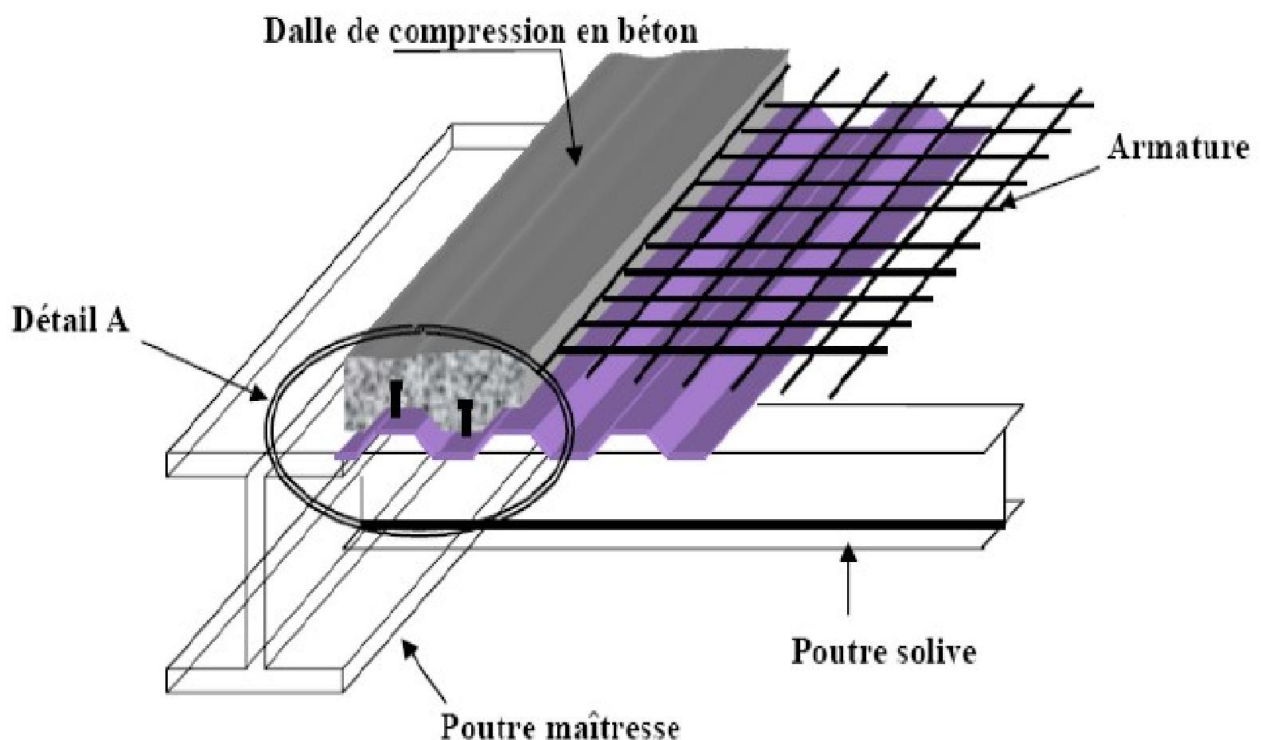


Figure V-1 : Le plancher collaborant

1.2 Inertie de montage poutre/dalle :

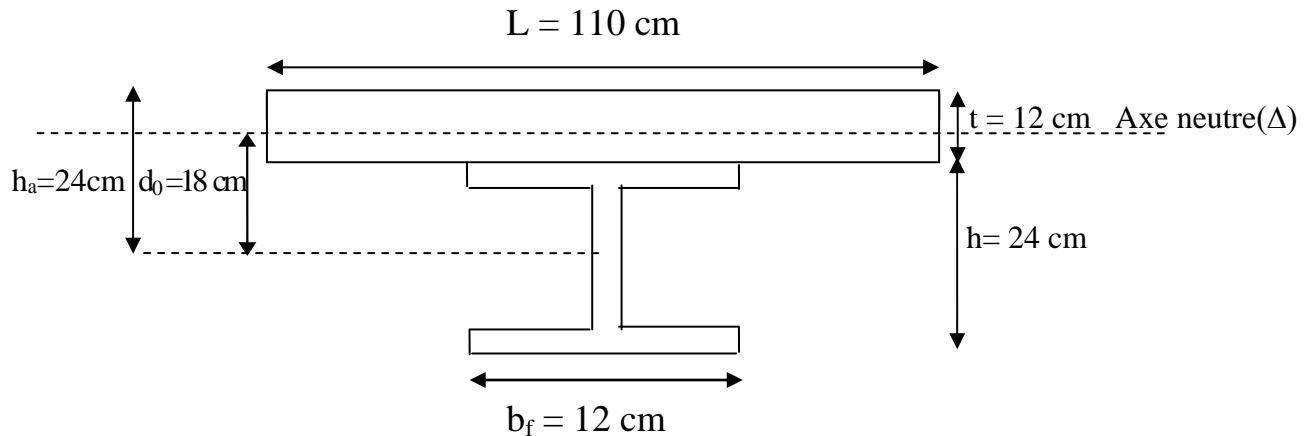


Figure V-2 : Le montage poutre/dalle .

b_f : La largeur de la solives ;

α : le coefficient du système statique et de la travée étudiée ; **l** : La portée de la solives ;

L : l'entraxe des solives ; **b_e** : La largeur associée aux solives ; **S** : L'aire de la section mixte ;

B : l'aire de la section du béton ; **A** : L'aire de la section du profilé ; **t** : L'épaisseur de la dalle en béton armé ;

d₀ : la distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.

h_a : la distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.

Section mixte :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec $B = b \times t = 110 \times 12 = 1320 \text{ cm}^2$; B : L'aire de la section du béton.

$A = 39,10 \text{ cm}^2$ (IPE 240) ; A : L'aire de la section du profilé

$n = 15$; n : coefficient d'équivalence acier/béton.

$$S = 39,10 + \frac{1320}{15} = 127,10 \text{ cm}^2 .$$

$b_e = \min(L; b_f + 0,2 \times \alpha \times l)$, Donc $b_e = \min(1,10 ; 0,12 + 0,2 \times 1 \times 6) = 1,10 \text{ m}$.

Le moment d'inertie :

Calcul de d :

d : la position de l'axe neutre(Δ) de la section mixte par rapport à GA, centre de gravité de la poutre d'acier.

$$d = \frac{b_e \times t}{n} + \frac{t + h}{2 \times S} = \frac{110 \times 12}{15} + \frac{12 + 24}{2 \times 127,10} \Rightarrow d = 12,46 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 12,46 = 24,46\text{cm}$$

$$v' = (h + t) - v = (24 + 12) - 24,46 = 11,54\text{cm}$$

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

$$I = 3892 + 39,10 \times (12,46)^2 + \frac{110 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{110 \times 12}{15} \left(\frac{12+24}{2} - 12,46\right)^2 = 13719,20\text{cm}^4$$

1.3 Moment de flexion : $M = b \frac{ql^2}{8}$

Calcul de la charge : **q** (pondérée) = $1,35(G_{DALLE} + G_{solive}) + 1,5(Q + N_s)$

$$G = 656 + (29,87/1,1) = 683,16 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 + 26,60 = 126,60 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{q} \text{ (pondérée)} = 1112,16 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 1,1 \times \frac{1112,16 \times 6^2}{8} = 5004,71\text{kg.m}$$

1.4 Contrainte de flexion :

$$\sigma_a = \frac{M}{I} \times v = \frac{5004,71 \times 10^2}{13719,20} \times 24,46 = 892,29\text{kg/cm}^2 \text{ -----compression}$$

$$\sigma'_a = -\frac{M}{I} \times (v' - t) = \frac{5004,71 \times 10^2}{13719,20} \times (11,50 - 12) = 18,24\text{kg/cm}^2 \text{ -----compression}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n \times I} \times (v' - t) = \frac{5004,71 \times 10^2}{15 \times 13719,20} \times (11,50 - 12) = -1,22\text{kg/cm}^2 \text{ -----traction}$$

$$\sigma'_{b2} = -\frac{M}{n \times I} \times v' = \frac{5004,71 \times 10^2}{15 \times 13719,20} \times 11,50 = -27,97\text{kg/cm}^2 \text{ -----traction}$$

Diagramme des contraintes : La distribution plastique des contraintes avec l'axe neutre dans la dalle mixte est représentée dans la figure suivante

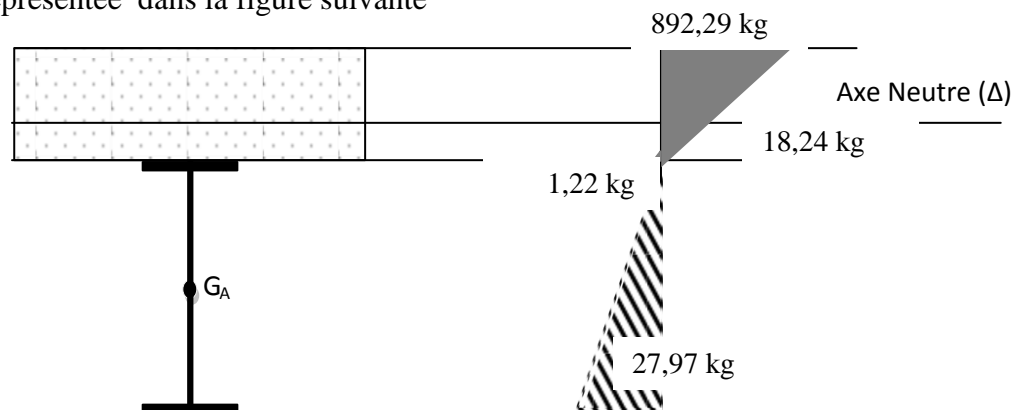


Figure V-2 : Diagramme des contraintes .

1.5 Vérification à l'effort tranchant :

$V_{sd} < V_{pl,rd}$ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44) .

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : Aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{1223,37 \times 6}{2} = 3670,12 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{12,03 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14840,16 \text{ kg}$$

$V_{sd} = 3670,12 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 14840,16 \text{ kg}$ ----- condition vérifiée.

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h \times a} \leq 0,6 f_y \Rightarrow \frac{3670,12}{24 \times 0,62} = 246,65 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 235 \times 10 = 1410 \text{ kg/cm}^2 .$$

a : l'épaisseur de l'âme = 6,2 mm et h : hauteur totale d'une section de la solive (IPE240)=240mm

$\tau \leq 0,6 f_y$ condition vérifiée

1.6 Vérification de la flèche

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad , \quad f = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (q \text{ non pondérée})$$

G= 683,16 kg/m², Q = 126,60 kg/m² donc q=1,1(683,16+126,60)=890,74 kg/ml.

$$f = \frac{5 \times 890,74 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 13719,20} = 0,522 \text{ cm}$$

donc $f_{\max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifiée.

1.7 Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{(h+t)}{2} = \frac{24+12}{2} = 18 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{3891,6}{39,10 \times 18} = 5,53 \text{ cm.}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5,53 = 17,53 \text{ cm.}$$

$$y_2 = y_1 + t = 17,53 + 12 = 29,53 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{5004,71 \times 10^2}{13719,20} = 36,48 \text{ kg/m}^3$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 420 \quad \text{kg/cm}^2$$

Les valeurs des contraintes sont :

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 36,48(24 - 17,53) = 236,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a2} = K \cdot y_1 = 36,48 \times 17,53 = 639,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - k \times y_1)}{n} = \frac{(420 - 36,48 \times 17,53)}{15} = -14,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - k \times y_2)}{n} = \frac{(420 - 36,48 \times 29,53)}{15} = -43,82 \text{ kg/cm}^2$$

1.8 Contrainte finales

$$\sigma_a = 892,29 + 236,03 = 1128,32 \text{ kg/cm}^2 < 2350 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_a = 18,24 + 639,49 = 657,73 \text{ kg/cm}^2 < 2350 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_{b1} = -1,22 - 14,63 = -15,85 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_{b2} = -27,97 - 43,82 = 71,79 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

V-2. Calcul des poutres maîtresses (HEA400)

2.1 Charge linéique totale

$$\text{Calcul de poids : } G = 656 + (125/6) = 676,83 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 + 26,60 = 126,60 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{Q} \text{ (pondérée)} = 1,35G + 1,5(Q) \text{ donc } \mathbf{Q} \text{ (pondérée)} = 1103,63 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{Q} \text{ (non pondérée)} = 1G + Q \text{ donc } \mathbf{Q} \text{ (non pondérée)} = 803,43 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 6,0 \text{ m } \mathbf{Q} \text{ (pondérée)} = \mathbf{6621,75 \text{ kg/ml.}}$$

$$\mathbf{Q} \text{ (non pondérée)} = \mathbf{4820,58 \text{ kg/ml.}}$$

2.2 Condition de la flèche

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,20 \text{ cm}$$

$$f = \frac{ql^4}{384EI} \text{ (Pour une poutre encastree) donc } f = \frac{5 \times 4820,58 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070} = 2,72 \text{ cm}$$

$$\text{ou } f_{\max} \leq \bar{f} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

On résulte que la condition de flèche est vérifiée.

2.3 Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir Article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \text{ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)}$$

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 53,35 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{6621,75 \times 8}{2} = 26487,00 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{53,35 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 65803,50 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 26487,00 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 65803,50 \text{ kg} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h \times a} \leq 0,6 f_y \Rightarrow \frac{26487,00}{39 \times 1,1} = 617,41 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 235 \times 10 = 1410 \text{ kg/cm}^2.$$

a : l'épaisseur de l'âme = 11 mm et

h : la hauteur totale d'une section de la solive (HEA400)=390mm

$\tau \leq 0,6 f_y$ condition vérifiée

V-3. Etude des connecteurs

3-1 Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier, D'une autre manière ils sont destinés à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

3-2 Choix des connecteurs

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou 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 des risques de ruptures qui peuvent s'introduire au niveau du béton.

3-3 Calcul des connecteurs :

Les connecteurs sont des dispositifs qui assurent la transmission des efforts de glissement aux solives, l'effort de glissements est donné par la formule suivante :

$$S = \frac{T \times S'}{I_0}$$

Tel que :

T : l'effort tranchant maximum.

S' : le moment statique par rapport à l'axe neutre de la section.

I₀ : l'inertie de la section.

Les connecteurs de notre plancher sont des cornières à ailles égales comme il est indiqué sur la figure suivante.

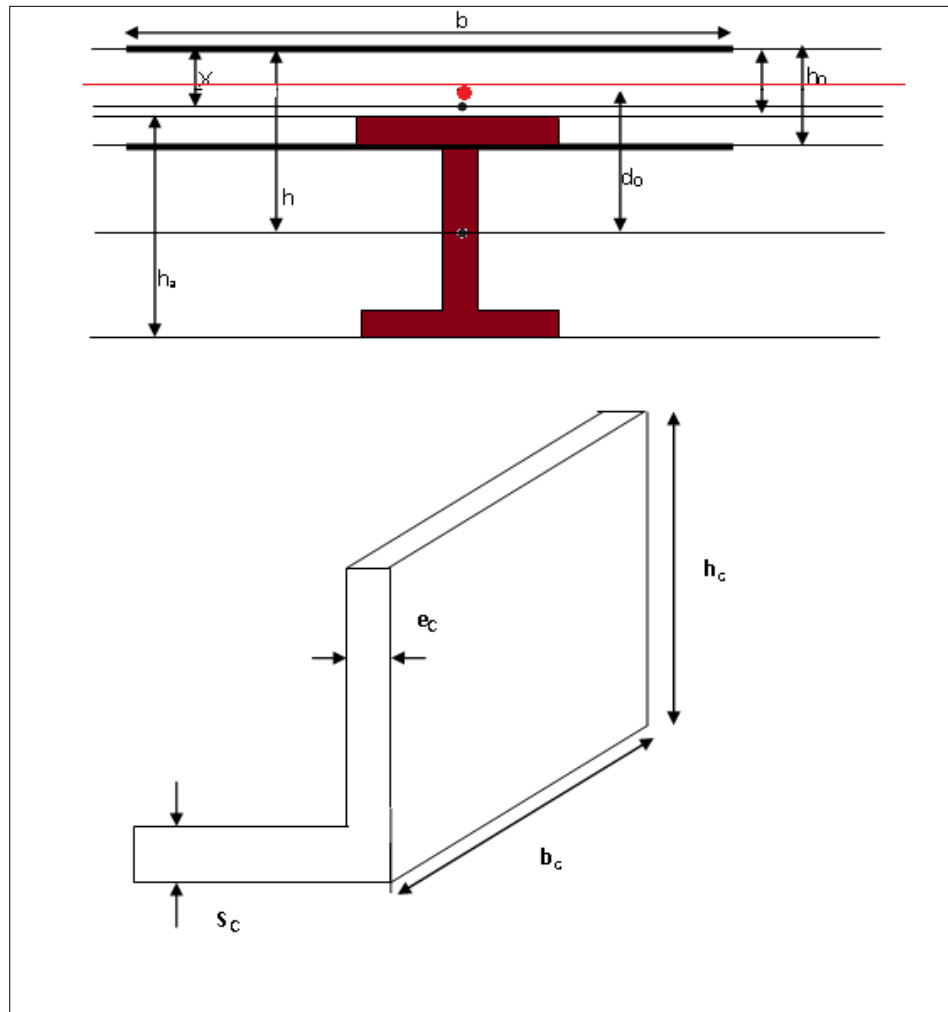


Figure V-3 : Dimension du connecteur

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 : l'effort tangentiel par unité de longueur

G_{adm} : l'effort de glissement admissible.

G_C : L'effort appliqué sur le connecteur ; b : la 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.

X : la distance entre l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle collaborant.

A : l'aire de la section de la poutre en acier ; B : aire de la section de béton seul .

S' : le moment statique de la section rendue homogène

I_1 : moment d'inertie de la section réduite rendue homogène

d_0 : la distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la section de béton.

3-3-1 Glissement admissible d'un connecteur Q

Le glissement admissible à prendre en compte dans le calcul est donné par la formule suivante :

$$Q = 40 \times (S_c + 2\sqrt{e_c}) \sqrt{\sigma_{28} \cdot b_c}$$

Avec : S_c : l'épaisseur de la semelle soudée au solives.

e_c : l'épaisseur de l'âme.

h_c : la hauteur du connecteur.

b_c : la largeur du connecteur.

Les connecteurs de notre plancher sont des cornières à ailes égales.

$$0,25 \leq e_c \leq 1,3 \text{ cm} \quad s_c \leq 2,4 \text{ cm}$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm} \quad \sigma_{28} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d \leq 10h_b$$

3-3-2 Détermination de l'effort de glissement admissible Q

Alors on prend : $h_c = h_b - 3 = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$

Les trois centimètres, c'est pour tenir en compte de l'enrobage des connecteurs dans le béton de la dalle et h_b c'est la hauteur de la dalle.

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm} \Rightarrow e_c \leq \frac{h_c^2}{9^2} = \frac{9^2}{9^2} = 1 \text{ cm} \Rightarrow e_c = 1 \text{ cm}$$

$$h_c \geq 9\sqrt{1} \Rightarrow h_c \geq 9 \text{ cm} \text{ On prend } h_c = 10 \text{ cm}$$

On utilise les connecteurs de type cornier à ailes égales L100x100x8 .

3-3-3 Vérification des connecteurs :

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

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm} \Rightarrow 10 \geq 9\sqrt{0,8} = 7,2 \text{ cm} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$0,25 \leq e_c \leq 1,3 \text{ cm} \Rightarrow 0,25 \leq 0,8 \leq 1,3 \text{ cm} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

3-3-4 Calcul de la distance entre les connecteurs :

L'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton. $d \leq 10h_0 = 10 \times 8 = 80 \text{ cm}$

plus qu'on doit vérifier la relation suivante : $G_c < G_{\text{admissible}}$

$$G_{\text{admissible}} = 40 \times (S_c + 2\sqrt{e_c}) \sqrt{\sigma_{28} \cdot b_c} \Rightarrow G_{\text{admissible}} = 40 \times (0,8 + 2\sqrt{0,8}) \sqrt{250 \times 10} = 5177,71 \text{ kg.}$$

Donc $G_{\text{admissible}} = 5177,7 \text{ kg.}$

$$G_c = S \times d$$

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{1223,37 \times 6}{2} = 3670,12kg$$

$$h_0 = 12cm \text{ et } d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{12}{2} - 0,98\right) + \frac{24}{2} = 17,02cm.$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 17,02 + \frac{12}{2} = 23,02cm$$

$$X = \frac{2 \times h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h}{n \times A}}} \Rightarrow X = \frac{2 \times 23,02}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 110 \times 23,02}{15 \times 39,1}}} = 11,22cm$$

$$S' = \frac{b \times X^2}{2} = \frac{110 \times 11,22^2}{2} = 6923,86cm^3$$

$$I_0 = nI_a + nA(h - X) + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 3892 + 15 \times 39,10(24 - 11,22) + \frac{110 \times 11,22^3}{3} = 117665,96cm^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_0} = \frac{3670,12 \times 6923,86}{117665,96} = 215,96kg/cm.$$

$$G_c < G_{admissible} \Rightarrow S \times d \leq G_{admissible} \text{ donc } d \leq \frac{G_{admissible}}{S} = \frac{5177,7}{215,96} = 23,97cm \Rightarrow d = 22cm$$

La distance entre les connecteurs est d=22 cm pour tous les étages.

d = 22cm ≤ 80cm----- condition vérifiée.

Remarque:

La distance entre les connecteurs doit être respectée auprès des appuis ou l'effort tranchant est maximum et peut-être augmenté au fur et à mesure en s'éloignant des appuis.

V-4 Etude de la dalle en béton

Coupe type de la dalle

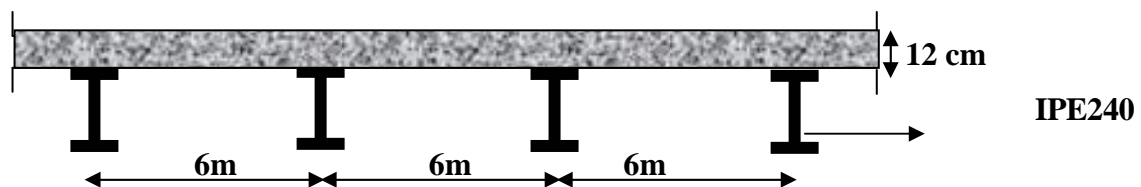


Figure V-4 : Dalle en béton

4-1 Détermination des sollicitations

La charge permanente : $G=656 \text{ kg/m}^2$

La charge permanente : $Q=100+26,60 = 126,60 \text{ kg/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5(Q) \text{ donc } q \text{ (pondérée)} = 1075,50 \text{ kg/m}^2$$

$$q_s = 1G + Q \text{ donc } q \text{ (non pondérée)} = 782,6 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,1}{6,0} = 0,183 \leq 0,4 \text{ on résulte que la dalle travail dans un seul sens et sera étudié comme}$$

une poutre.

On considère les solives de la dalle partiellement encastrée :

$$M_0 = \frac{q_u l_x^2}{8} = \frac{1075,5 \times 1,1^2}{8} = 162,67 \text{ kg.m}$$

4-2 Les valeurs minimales des moments

Travée de rive :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 162,67 = 138,27 \text{ kg.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0,30 \times M_0 = 0,30 \times 162,67 = 48,80 \text{ kg.m}$$

Travée intermédiaire

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 162,67 = 122,00 \text{ kg.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0,50 \times M_0 = 0,50 \times 162,67 = 81,33 \text{ kg.m}$$

4-3 Ferrailage de la dalle :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{138,27 \times 10^2}{100 \times 11^2 \times 14,17 \times 10} = 0,008 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\varepsilon = 10\% \text{ donc } \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}}{0,8} = 0,010$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 11(1 - 0,4 \times 0,01) = 10,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{138,27 \times 10^2}{10,95 \times 348 \times 10} = 0,363 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\min} = 0,5\% \times B = 0,5\% \times 100 \times 12 = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{81,33 \times 10^2}{100 \times 11^2 \times 14,17 \times 10} = 0,005 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\varepsilon = 10\% \text{ donc } \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}}{0,8} = 0,006$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 11(1 - 0,4 \times 0,006) = 10,97 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{81,33 \times 10^2}{10,97 \times 348 \times 10} = 0,213 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\min} = 0,5\% \times B = 0,5\% \times 100 \times 12 = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La dalle est ferrillée dans les deux sens avec 5T12 espacés de 20 cm.

V-5. Dalle pleine niveau Sous-Sol :

C'est une dalle pleine encasté en quatre coté

Evaluation des charges :

Le poids propre : $G_d = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

La charge du plancher $G_p = 599 \text{ kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

à L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2064,90 \text{ kg/m}^2$$

a L'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 1474,00 \text{ kg/m}^2$$

Sollicitations :

$L_x = 6,00 \text{ m}$; $L_y = 8,00 \text{ m}$; $h_0 = 20 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,00}{8,00} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

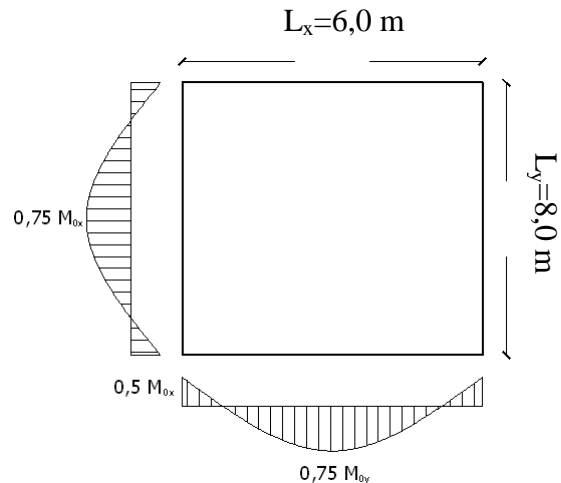
Les moments appliqués à la dalle :

à L'ELU :

$$\alpha = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 4616,29 \text{ kg.m/ml} \\ M_{0y} = 2356,62 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$$

En travée: $\begin{cases} M_{TX} = 3462,22 \text{ kg.m/ml} \\ M_{TY} = 1767,46 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_{AX} = 2308,15 \text{ kg.m/ml} \\ M_{AY} = 1178,31 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$



à L'ELS :

$$\alpha = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 3295,27 \text{ kg.m/ml} \\ M_{0y} = 1682,24 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$$

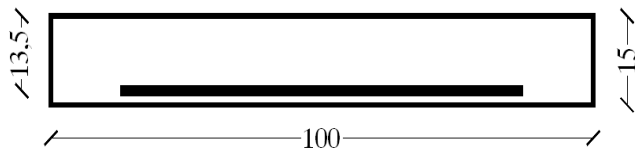
En travée: $\begin{cases} M_{TX} = 2471,45 \text{ kg.m/ml} \\ M_{TY} = 1261,68 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_{AX} = 1647,63 \text{ kg.m/ml} \\ M_{AY} = 841,12 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$

Ferraillage a L.E.L.U:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur de 15m.

D'où ; $d=0,9 h = 13,5 \text{ cm}$



Sens Lx:

En travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3462,22 \times 10^2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17 \times 10} = 0,134 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\varepsilon = 10\% \text{ donc } \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,134}}{0,8} = 0,181$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) = 13,5(1 - 0,4 \times 0,181) = 12,53 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{3462,22 \times 10^2}{10,95 \times 348 \times 10} = 7,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2308,15 \times 10^2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17 \times 10} = 0,089 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\varepsilon = 10\% \text{ donc } \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089}}{0,8} = 0,117$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,117) = 12,87 \text{ cm}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ax}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{2308,15 \times 10^2}{12,87 \times 348 \times 10} = 5,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens Ly:

Même étape que sens Lx

$$\begin{cases} A_{st} = 4,04cm^2 / ml \\ A_{sa} = 2,57cm^2 / ml \end{cases}$$

Choix et disposition des armatures:

Diamètre minimal des barres :

Les armatures doivent avoir un diamètre qui respecte la condition suivante :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \frac{150}{10} = 15mm$$

Avec : $\begin{cases} h_0 : \text{épaisseur de la dalle} \\ \Phi : \text{diamètre des barres} \end{cases}$

Les espacements des armatures :

Pour le cas d'une fissuration peu préjudiciable

Sens Lx : $St \leq \min(3h_0 ; 33cm) \Rightarrow St \leq 33 cm$

Sens Ly: $St \leq \min(4h_0 ; 45cm) \Rightarrow St \leq 45 cm$

Pourcentage minimal des armatures

12cm < h₀ < 30cm:

On doit avoir pour les armatures inférieure et les armatures supérieures :

Sens Ly:

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,20cm^2 / ml$$

Sens Lx:

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \frac{3 - \alpha}{2} = \frac{1,20 \times (3 - 0,75)}{2} = 1,35cm^2 / ml$$

De ce fait on résulte que les sections d'armatures à prendre en compte sont;

$$\begin{cases} A_{ax} = 1,20cm^2 / ml \\ A_{tx} = 1,20cm^2 / ml \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_{ay} = 1,35cm^2 / ml \\ A_{ty} = 1,35cm^2 / ml \end{cases}$$

Choix d'armatures :

Sens Lx

En travées ; $\begin{cases} A_{tx} = 7,94cm^2 \\ \phi \leq 1,5cm \dots \dots \dots \Rightarrow \\ St_y \leq 33cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 8T12 \dots (9,04cm^2 / ml) \\ 12mm \leq 1,5cm \\ St = 12cm \end{cases}$

En appuis ; $\begin{cases} A_{ax} = 5,15cm^2 \\ \phi \leq 1,5cm \dots \dots \dots \Rightarrow \\ St_y \leq 33cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T12 \dots (5,65cm^2 / ml) \\ 12mm \leq 1,5cm \\ St = 25cm \end{cases}$

Sens Ly

$$\text{En travées ; } \begin{cases} A_{ty} = 4,04\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \\ S_{ty} \leq 33\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T10\dots(4,68\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 10\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis ; } \begin{cases} A_{ay} = 2,57\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \\ S_{ty} \leq 33\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T8\dots(3,02\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 8\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T=6195,7 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{6194,7 \times 10}{(100.13,5) \times 10^2} = 0,46\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0,46\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- l'épaisseur de la dalle est de 15 cm

- le béton de la dalle est coulé sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En appuis et en travées :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0; A_s = 9,04\text{cm}^2$$

$$50 y^2 + 135,6 y - 1830,6 = 0 \Rightarrow y = 4,845\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(4,845)^3}{3} + 15 \times 9,04(13,5 - 4,845)^2$$

$$I = 13948,72\text{cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{2471,45 \times 10^4}{13948,72 \times 10^4} \times 4,845 \times 10 = 8,58\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,58\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{QL^4}{384EI} = \frac{1474 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 32164,20 \times 13948,72 \times 10^4} = 11,09mm$$

$$f_{\text{ad}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,40cm$$

$$f_{\text{cal}} = 1,19cm < F_{\text{adm}} = 2.40cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Disposition d'armatures:

Longueur de scellement :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total

Fe400 ; $f_{c28}=25MPa$.

Donc : $L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32cm$.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32cm ; 120cm).$$

Donc ; $L_1 = 120 cm$.

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32cm ; 120 cm)$$

Donc ; $L_2 = 120 cm$.

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de $L/10$ de la portée $L/10=600/10=60 cm$.

Soit la distance d'arrêt des barres et de **60 cm**

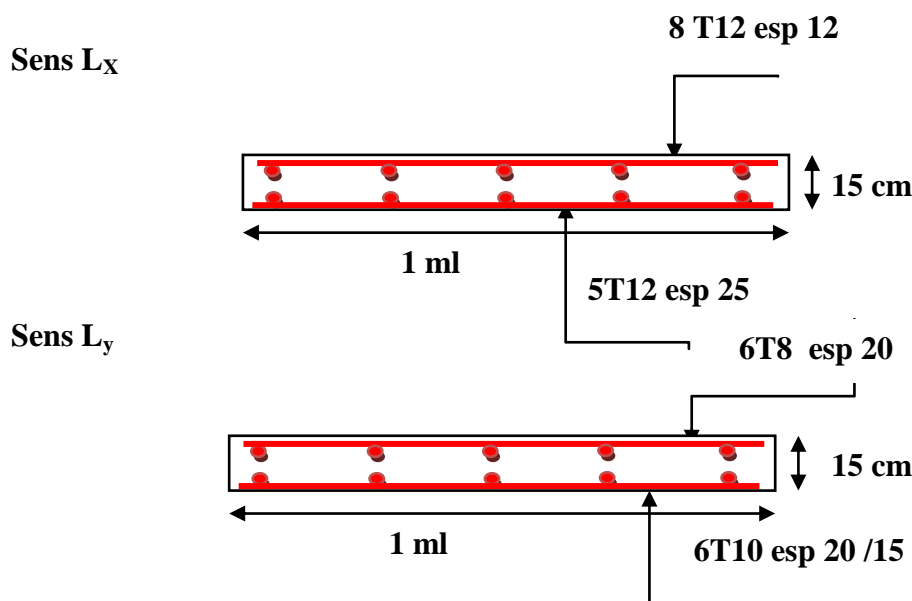


Figure V-5 : Ferrailage dalle pleine

V- 6. Acrotère :**6.1. Introduction**

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base du plancher-terrasse et soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

6.2. Dimensions :

Hauteur $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des dégradations importantes ce qui signifie que la fissuration préjudiciable.

6.3. Calcul des sollicitations :**6.3.1. Poids propre :**

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

6.3.2. Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

6.3.3. Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

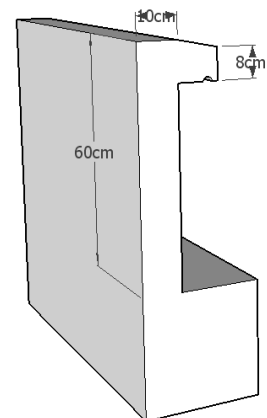
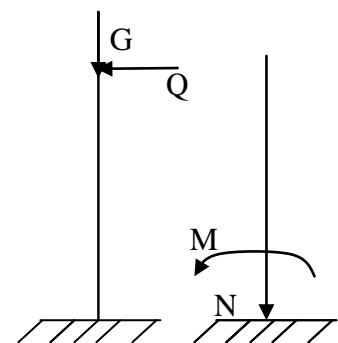


Figure : V-6 :Acrotère



6.3.4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

On résulte que la section est partiellement comprimée et le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

6.3.5. Calcul du ferrailage à l' E. L. U :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

6.3.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

A_{fs} : la section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : la section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

6.3.5.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $4\phi 6$ p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = A_s/4 = 1,13/4 = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 6$ p.m

6.6.Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifié}$$

b -Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec η : le coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

C- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67\text{KN/m}^2 = 0,017\text{MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

V-7. Escaliers : type 01 en béton armé

7.1. Présentation du type d'escaliers :

Pour notre projet, c'est un escalier à deux volées pour les étages courants, avec des volées droites constituées d'un palier et une paillasse porteuse qui supporte les marches simplement appuyées à l'extrémité.

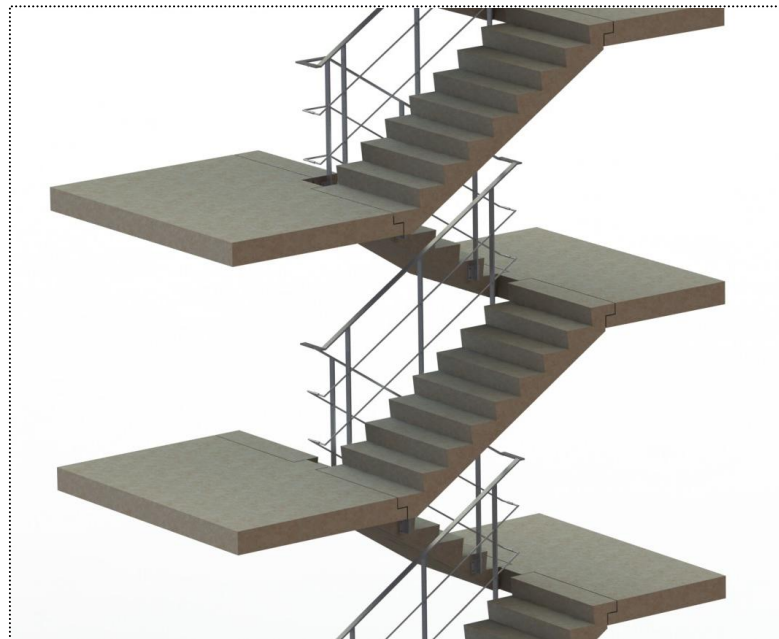


Figure V-8 :Escalier a 2 volées

7.2.1 Dimensions de l'escalier :

Pour les dimensions des marches "g" et des contres marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : h : la hauteur de la marche (contre marche),

g : la largeur de la marche,

H : la hauteur total de volée ($H = n \cdot h = 2.04 \text{ m}$)

n : la nombre de contre marches

L : la projection horizontale de la longueur totale du volée : $L = (n - 1)g$

$$(H = n \times h) \Rightarrow (h = H/n)$$

$$L = (n - 1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n - 1)$$

D'après **BLONDEL** on a : $\frac{L}{(n - 1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots \dots (2)$

D'après les plans d'architecture on a :

$H = 204 \text{ cm}$ et $L = 330 \text{ cm}$

Comme l'escalier à étudier fait partie d'un bâtiment à usage d'habitation on résulte que : $m = 59$,

Donc l'équation (2) devient : $59n^2 - 797n + 408 = 0$

La solution de l'équation donne le nombre de contre marches : $n \approx 13$

D'où le nombre des marches : $n - 1 = 12$

Et puis: $h = \frac{H}{n} = \frac{204}{13} = 15.69 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm}$ **on prend h = 17 cm**

$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{330}{12} = 27.5 \text{ cm}$ **on prend g = 30 cm**

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'angle d'inclinaison (α) :

$$\left(\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \right) \Rightarrow (\alpha = 29.50^\circ)$$

D'où : $\cos \alpha = 0,870$

7.2.2. Epaisseur de la paillasse (e_p): ($\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$)

$$D'où ; L = L_{plier} + \frac{L_{vol}}{\cos \alpha} + L_{plier} = 230 + \frac{330}{0.870} + 160 = 769.31cm \Rightarrow 25.64 \leq e_p \leq 38.46$$

On prend: $e_p = 30 \text{ cm}$

7.2.3. Epaisseur de palier (e_v):

On prend l'épaisseur du volée $e_v = 30 \text{ cm}$.

2.2. 4 - Evaluation des charges et des surcharges :

a-Paillasse :

- Revêtement en carrelage horizontal=0,2x22,00 = 0,44 KN/m²
- Mortier de ciment horizontal= 0,02x20,00 = 0,40 KN/m²
- Lit de sable.....= 0,20x17,00 = 0,34 KN/m²
- Revêtement en carrelage vertical= 0,02 x22,00x 17/30 = 0,25 KN/m²
- Mortier de ciment vertical.....= 0,02x20,00x 17/30 = 0,23 KN/m²
- Poids propre de la paillasse= 0,30 x25,00/cos α = 8.62 KN/m²
- Poids propre des marches= (0,17/2)x22,00 = 1,87 KN/m²
- Garde- corps.....= 0,10 KN/m²
- Enduit en plâtre= 0,015x10/cos α = 0,17 KN/m²
- ↳ Charge permanente :**G= 12.42 /m²**
- ↳ Surcharge**Q=2,50KN/m²**

La charge totale pour une bande de un mètre :

$$Q_{ul} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = \mathbf{20.52 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1m = \mathbf{14.92 \text{ KN/ml}}$$

b-Palier :

- Poids propre du palier.....=0,30 x25,00 = 7.50 KN/m²
- Carrelage.....=0,02x22,00 = 0,44 KN/m²
- Mortier de pose.....=0,02x20,00 = 0,40 KN/m²
- Lit de sable.....= 0,20x17,00 = 0,34 KN/m²
- Enduit en plâtre= 0,015x10= 0,15 KN/m²

$$\text{Charge permanente..... } \mathbf{G = 8.83 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } \mathbf{Q = 2,50 \text{ KN/m}^2}$$

La charge totale pour une bande de un mètre :

$$Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1m = 15.67 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 11.33 \text{ KN/ml}$$

7.2.5 Etude de volée droit :

Le calcul se fait pour une bande d'un (01) mètre linéaire le long de la volée. L'évaluation des moments fléchissant et l'effort tranchant se font par la méthode classique de RDM. Pour une poutre simplement appuyée ; puis on fait une correction du moment en appuis et en travée, en multipliant le moment isostatique M_o respectivement par 0,40 et 0,85.

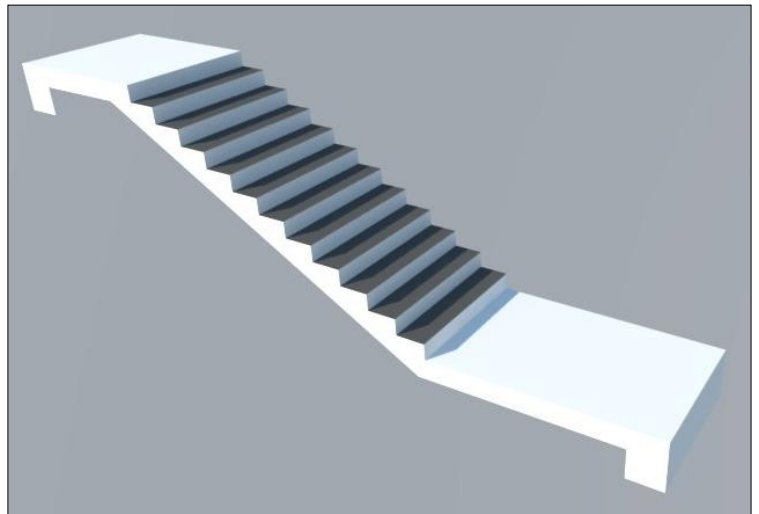


Figure V-9 : volée escalier

Schéma statique (KN/ml) :

Efforts tranchants (KN/ml) :

Moment isostatique (KN.m) :

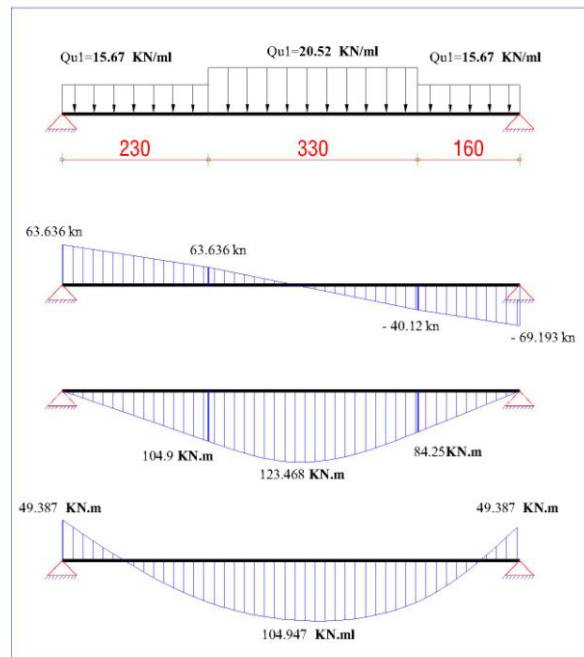


Figure V-10 : Diagramme des sollicitations

Moments corrigés (KN.m) :0,40M₀ : en appuis0,85M₀ : en travée**Résultats obtenus :****E.L.U**

$$Ra = 63.636kn/m$$

$$Rb = 69.193kn/m$$

$$T_{\max} = 65.193kn$$

$$M_{0\max} = 123.468kn.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 104.947 kn.m$$

$$M_a = 0,4M_0 = 49.387 kn.m$$

E.L.S

$$Ra = 46.136kn/m$$

$$Rb = 47.287kn/m$$

$$T_{\max} = 47.287kn$$

$$M_{0\max} = 89.65kn.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 76.203 kn.m$$

$$M_a = 0,4M_0 = 35.86 kn.m$$

7.2.6. Ferrailage:**a-En appuis :** (les paliers) Ma=49.387 KN.mLa section a ferrailer : (100 x 30) cm² avec : d=27 cm

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{49.387 \cdot 10^3}{100 \cdot (27)^2 \cdot 14,17} = 0,046 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,981$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.387 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 27 \cdot 348} = 5.26 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \times 100 \times 30 \times 2,1 / 400 = 3.32 cm^2$$

A_{cal} > A_{min}condition vérifierDonc on adopte : **5T12/mL** (S=5.65 cm²)**b-En travée :** (volée) Mt=104.947 KN.m

La section à étudier : $(100 \times 30) \text{ cm}^2$ avec : $d=27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{104.947.10^3}{100 \cdot (27.5)^2 \cdot 14,17} = 0,097 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,959$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{104.947.10^3}{0,959 \cdot 27 \cdot 5 \cdot 348} = 11,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 2,1 / 400 = 3,63 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{cal}} > A_{\min}$ condition vérifiée

Donc on adopte : **8 T 14/mL espacement 12 cm** ($S=12.32 \text{ cm}^2$)

Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T = 65.193 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{65.193.10^3}{(100 \cdot 27)10^2} = 0,237 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0,237 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

On résulte que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de répartitions : $A_r = A_p / 4 = 11.43 / 4 = 2.86 \text{ cm}^2$; soit **5T10/ml esp : 20 cm**

7.2.7. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

a-En travée :

$$M_{t-ser} = 76.203 ; A_s = 8.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 124.8 y - 3432 = 0 \Rightarrow y = 1.65 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 83543.90 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{76.203 \times 10^5}{83543.90 \times 10^4} \times 1.65.10 = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b-En appuis:

$$M_{a-ser} = 35.86 \text{ KN.m} ; As = 3.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 58.65y - 1612.87 = 0 \Rightarrow y = 5.12 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 36008.24 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{35.86 \times 10^5}{36008.24 \times 10^4} \times 5.12.10 = 0.51 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de La flèche:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{30}{720} = 0,041 \geq \frac{1}{30} = 0,03 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.32}{100 \times 27.5} = 0,003 \leq \frac{1}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

V- 8 Escaliers : Type 02 en charpente métallique

Les escaliers en charpente métallique avec une ossature entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons de poutres laminées en UAP sur lesquelles reposent des tôles qui prennent appui sur des supports en cornières et qui portent un revêtement en carrelage avec un mortier de pose à base de ciment.

Pour les dimensions des marches "g" et des contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.....(1)$$

Avec : h : la hauteur de la marche (contre marche),

g : la largeur de la marche,

H : la hauteur total de volée (H=n.h=2.04 m)

n : le nombre de contre marches

L : la projection horizontale de la longueur totale du volée :

$$L = (n - 1)g$$

$$(H = n \times h) \Rightarrow (h = H/n)$$

$$L = (n - 1).g \Rightarrow g = L/(n - 1)$$

D'après **BLONDEL** on a :
$$\frac{L}{(n - 1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :
$$m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots \dots (2)$$

D'après les plans d'architecture on a :

H=204 cm et L= 330 cm

Comme l'escalier à étudier fait partie d'un bâtiment à usage d'habitation on résulte que : **m=59** ,

D'où l'équation (2) devient :
$$59n^2 - 797n + 408 = 0$$

La solution de l'équation donne le nombre de contre marches : **n ≈ 13**

D'où le nombre des marches : **n-1=12**

Et puis:
$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{13} = 15.69 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm} \quad \text{en prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{330}{12} = 27.5 \text{ cm} \quad \text{en pren } g = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

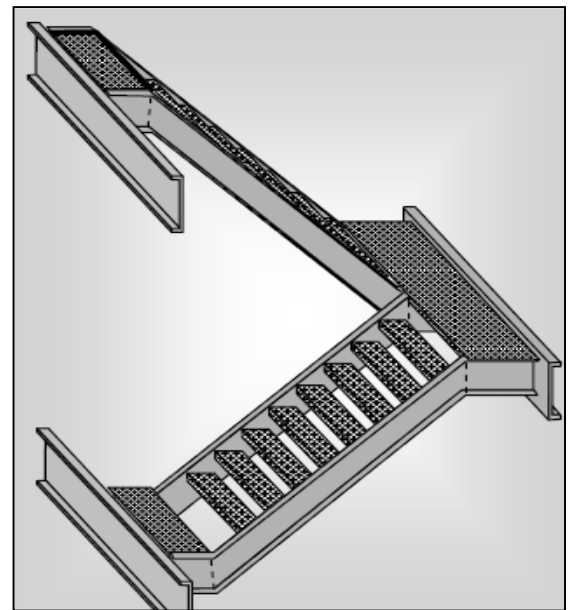


Figure V-11 :Escalier métallique

L'angle d'inclinaison (α) :

$$\left(\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,566\right) \Rightarrow (\alpha = 29.50^{\circ})$$

D'où : $\cos \alpha = 0,870$

8.1.1. Epaisseur de la paillasse (e_p): $\left(\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}\right)$

$$D'où ; L = L_{\text{plier}} + \frac{L_{\text{vol}}}{\cos \alpha} + L_{\text{plier}} = 230 + \frac{330}{0.870} + 160 = 769.31 \text{ cm} \Rightarrow 25.64 \leq e_p \leq 38.46$$

On prend: $e_p = 30 \text{ cm}$

Les charges appliquées

Volée :

Tôle striée45kg/m²

Carrelage44kg/m²

Mortier de pose40kg/m²

G=129kg/m²

Palier :

TN4010 daN/ m²

Dalle en béton (épaisseur = 8cm).....200 daN/ m²

Mortier de pose (épaisseur = 2cm).....40 daN/ m²

Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm).....44daN/ m²

G = 294 kg/ m²

q=250 kg/m²

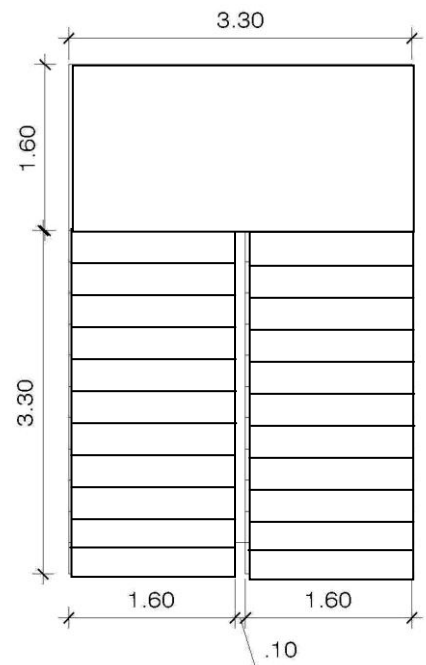


Figure V-12 :Escalier métallique

8.1.2 Pré dimensionnement des éléments porteur

Dimensionnement des éléments porteurs :

- Volée : G=129 kg/m²
- Palier : G=294 kg/m² .
- Charge d'exploitation : Q=250kg/m² .

8-1-3 Cornière de marche :

Pour le calcul des marches On les modélise comme une poutre simplement appuyée $q = (G+Q) g = (129+250) \times 0,3 \text{ g} = 30\text{cm} = 0,3\text{m}$ $q = 113,7 \text{ Kg/ml}$

Le prédimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1,137 \times (160)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 8,66 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L45x45x6

$$I_x = 9,15 \text{ cm}^4$$

$$P = 3,97 \text{ kg}$$

Vérification :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 1,35G + 1,5Q = 1,35(129 \times 0,3 + 3,97) + 1,5(250 \times 0,3) = 170,10 \text{ kg/ml}$$

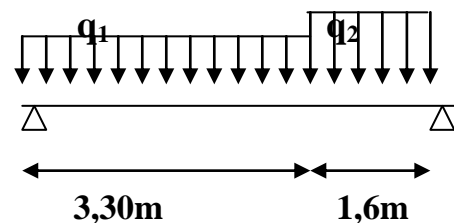
alors :

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{1,701(160)^2}{8,2,89} = 1883,46 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Limon UAP (poutre)

On a :



$$q_1 = \frac{1,6}{2} (129 + 250) = 303,2 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} (294 + 250) = 435,2 \text{ kg/ml}$$

On la vérifie selon le critère de déformation la flèche :

$$l = 330 \text{ cm}$$

$$p = 435,2 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 300}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 4,352 \times (330)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 290,91 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN**. ($I_x = 364 \text{ cm}^4$)

$$q_1 = \frac{1,6}{2} (1,35 \times 129 + 1,5 \times 250) = 439,32 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} (1,35 \times 294 + 1,5 \times 250) = 617,52 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{\text{équi}} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$L_1 = 330 \text{ cm}$$

$$L_2 = 160 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = 497,50 \text{ kg/ml}$$

La condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{4,975(330)^2}{8,60,7} = 1115,68 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

8-1-4 Prédimensionnement de la poutre palière :

La charge qui revient à la poutre palière est celle des deux demis des deux volées et de la cloison qui se trouve au-dessus en plus du plus du palier.

$$G_{\text{cloison}} = 145,6 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 129 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 294 \text{ kg/m}^2$$

$$q = (1,35 \times 145,6) + (1,5 \times 150) = 367,59 \text{ kg/m}^2$$

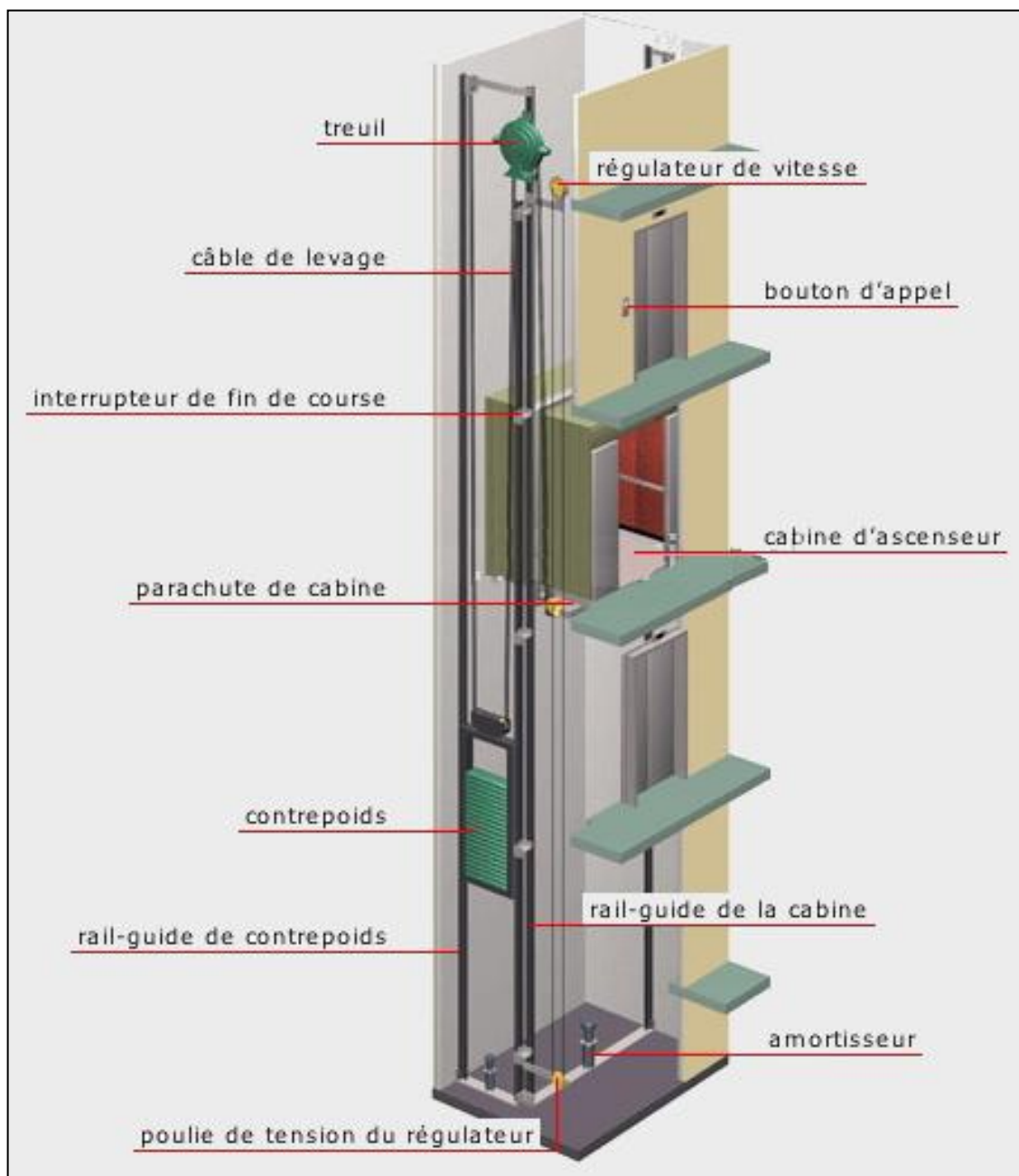
$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 300}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 367,59 \times (330)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 664,19 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est en profilée **IPE160**. $I = 689,00 \text{ cm}^4$

V-9. L'ascenseur :**9.1. Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, avec un dispositif mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles) dans la cage d'ascenseur.

**Figure V-13 :Escalier métallique**

9.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé mécaniquement de trois parties essentielles :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et le contrepoids sont aux extrémités du câble d'acier qui est porté dans les gorges de la poulie du treuil.

soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est aménagé pour le transport des personnes.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **675 kg** pour **9** personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Les dimensions selon (NFP82-22) sont comme suit :

- Largeur : 1,40 m
- profondeur : 1,40 m
- hauteur : 2,20 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 2,00 m
- la hauteur de la course : 52.56 m

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

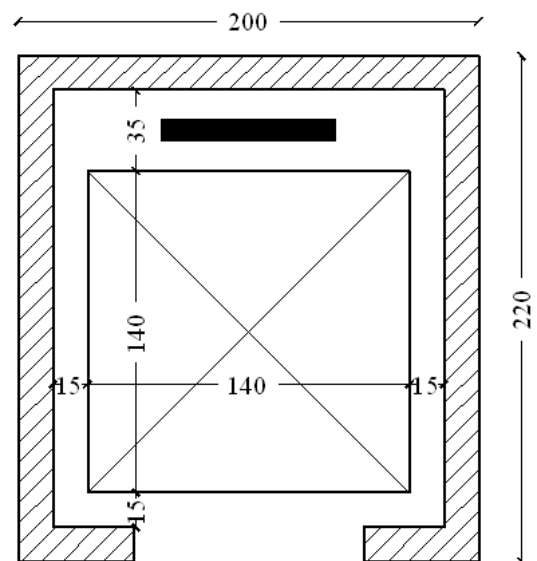


Figure : V-14 : Coupe d'ascenseur

a. Le poids mort :

Poids de la cabine: $S=(2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,80 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,00 \times 2,20 = 4,40 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,40 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,40 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,80 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

b. calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 qui représente le rapport $\frac{D}{d}$; (où **D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) et au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirants

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : le coefficient de sécurité du câble

C_r : le quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : la charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,60}{0,85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : le type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : le nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = \mathbf{8152 \text{ kg}}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } \mathbf{n = 2 \text{ câbles.}}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515$ Kg/m

L : la longueur du câble = 52.56 m

n : le nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 52,56 = 54,14 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 54,14 = 1921,94 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,80}{1921,94} = 14,42 > 12 \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg

- La charge permanente totale : $G = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 54,14 = \mathbf{3977,24 \text{ kg}}$
- la surcharge : $Q = \mathbf{675 \text{ kg}}$

à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6381,77 \text{ kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

Afin d'éviter le phénomène de poinçonnement de la dalle de l'ascenseur sous l'effet de la force concentrée apportée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes), des vérifications doivent être faites.

La charge totale ultime : $q_u = 6381,77 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6381,77}{4} = 1595,44 \text{ kg}$$

Selon les règles du BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : l'épaisseur totale de la dalle.

μ_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

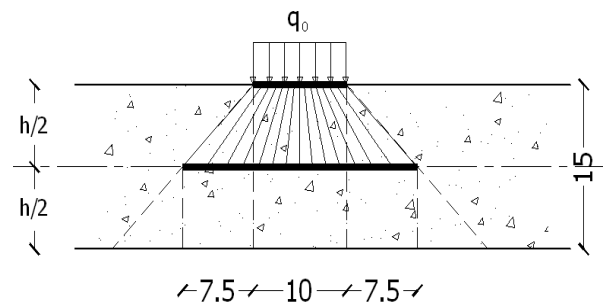
$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

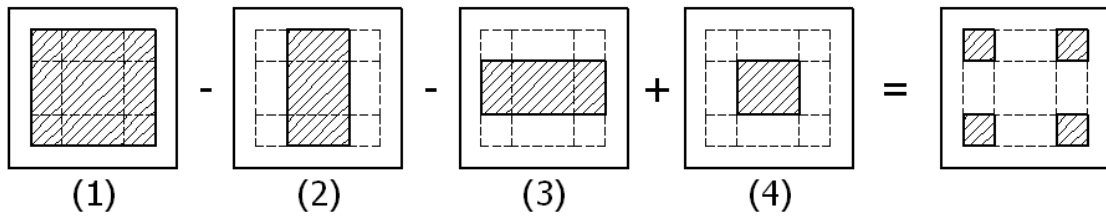
$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1595,44 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.



Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

- le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (2):

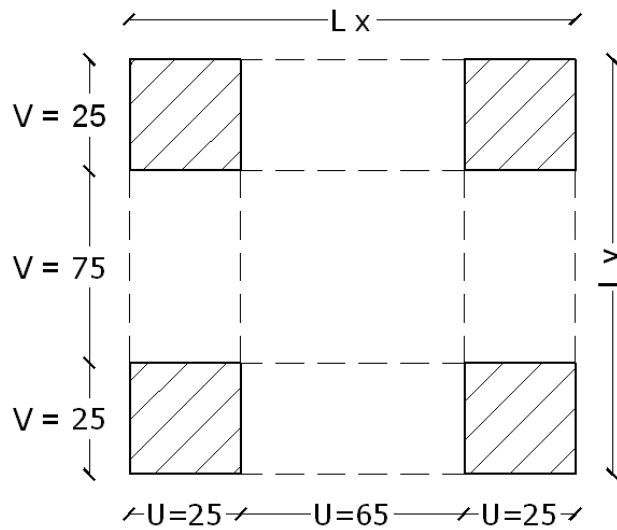
$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$



Les moments suivant les deux directions :

A L'ELS:

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de Poisson

a L'ELU: ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{1595.44}{0,25.0,25} = 25527.04 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=2,00m$; $L_y=2,20m$.

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M_x	M_y
								(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	25527.04	36758.94	7425.30	2609.88
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	25527.04	20676.90	2398.52	1798.89
3	115	75	0,63	0,34	0,090	0,082	0,94	25527.04	23995.42	2159.58	1967.62
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	25527.04	12508.25	1638.58	1400.92

Tableau:V.1. Calcul des moments isostatiques à l'ELU

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 4505.78 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 244.29 \text{ Kg.m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre):

Chargement :

$$L_x=2,00 \text{ m}$$

$$L_y=2,20 \text{ m}$$

$$h_0=15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G=0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

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

à L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,20} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,9$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 119,70 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 93,77 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 4505,78 + 119,70 = 4625,48 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 244,29 + 93,77 = 338,06 \text{ kg.m/m}$$

Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0X} = 3469,11 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0Y} = 253,55 \text{ kg.m/m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 2312,74 \text{ kg.m/m}$$

Ferraillage de la dalle:

Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

avec :

- La largeur de la poutre $b = 100\text{cm}$.
- La hauteur de la section $h = 15\text{cm}$
- La hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.
- La contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348\text{Mpa}$
- La ccontrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$.
- La contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{Mp}$
- La fissuration peu préjudiciable

En travée :

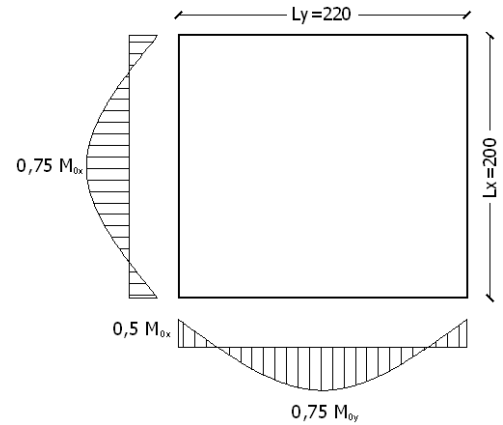
Sens L_x :

$$M_{tx} = 3469,11 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3469,11 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,134 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3469,11 \times 10}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 7,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Sens Ly:

$$M_{ly} = 253.55 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{253.55 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{253.55 \times 10}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 2312.74 \text{ kg.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2312.74 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,944$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2312.74 \times 10}{0,944 \times 13,5 \times 348} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimale des armatures :**Sens Ly :**

$$12 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 (\text{m}) = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = A_{y \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens Lx:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{tx} \\ A_{ax} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ax} \end{cases}$$

Choix des aciers:

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$$

En travée:**Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{tx} = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T14 \text{ p.m} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

En appuis:

$$\begin{cases} A_a = 5,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$- \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c_{28}}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

Efforts tranchants dus aux charges réparties :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,51 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{3} = 4,38 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

Efforts tranchants dus aux charges localisées :

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} = \frac{1588,99 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,18 \text{ KN}$$

Efforts tranchants total V_{tot} :

Sens Lx :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,51 + 21,18 = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

Sens Ly :

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,38 + 21,18 = \mathbf{25,56 \text{ KN}}$$

D'où:

$$V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y}) = \max(25,69; 25,56) = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{25,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,190 \text{ MPa.}$$

on doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \times k$$

$$\text{avec : } k = \min\left(\frac{10 \cdot h_0}{3}; 1\right) = \min(0,5; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \min(3,25; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{\text{ulim}} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = 1,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- le béton de la dalle est coulé sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

9.3. Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a. charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) p'_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) p'_{\text{ser}}$$

$$\text{Avec: } \nu = 0,2$$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot S' = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v}; \quad P_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{\text{aser}} = (3977,24 + 675) \cdot 1/4 = 1163,06 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{ser}} = 1163,06 / (0,26)^2 = 17134,32 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{P'_{\text{ser}} = 17205 \cdot S'}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3) et (4) sont résumés dans le tableau ci-après:

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface	P'ser	Pser	M _x	M _y
							S (m ²)	(Kg/m ²)	=P'.S (Kg)		
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	17205	24 775,20	5004,59	1759,04
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	17205	13 936,05	1616,58	1212,44
3	115	75	0,58	0,34	0,099	0,082	0,86	17205	16 172,70	1455,54	1326,16
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	17205	8 430,45	1104,39	944,21

Tableau: V-1 :Calcul des moments isostatiques à l'ELS

Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 3036.85 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 164,65 \text{ kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; h_0 = 16 \text{ cm}$$

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

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \times 475 \times 2,00^2 = 100,32 \text{ kg/m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8502 \times 100,32 = 85,29 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre du rectangle d'impact sont :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 3036,85 + 100,32 = 3136.56 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 164.65 + 85,29 = 249.93 \text{ kg.m/m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 2352.42 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 187.44 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 1568.28 \text{ kg.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :**Suivant L_x :****En travées :**

$$Mt_x = 2352,87 \text{ kg.m} \quad ; A_t = 7.49 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad ; A' = 0$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2352,87 \times 10}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2352,87 \times 10}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 + 141.3y - 2034.72 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{5.12 \text{ cm}}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(5.12)^3}{3} + 15 \times 4.71(14,4 - 5,12)^2$$

$$I = 10547,44 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{2352,87}{10547,44} \times 5,12 = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

On résulte que les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

En appuis :

$$M_{app} = 1568.28 \text{ N.m} \quad A_a = 3,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4.40 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(4.4)^3}{3} + 15 \times 3,22(14,4 - 4.4)^2$$

$$I = 7639.47 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{1568,28}{7639,47} \times 4,40 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

On résulte que les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 187,44 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

$$\text{On à : } A_s' = 0 \quad ; \quad \text{et } n = 15$$

$$\text{D'ou : } 50y^2 + 11,19y - 319,68 = 0 \Rightarrow y = 2,42 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(2,42)^3}{3} + 15 \times 0,37(14,4 - 2,42)^2$$

$$I = 1268,95 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{187,44}{1268,95} \times 2,42 = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

On résulte les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

9.4. Disposition d'armatures:

Longueur de scellement :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total pour un Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc ; } L_1 = 45 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 22,5 \text{ cm})$$

$$\text{Donc ; } L_2 = 35 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures en travées doivent présenter une disposition alternative de la manière suivante, une barre prolongée jusqu'à l'axe de l'appui de la poutre et l'autre on peu l'arrêté a une distance de $L/10$ de la portée

$$L/10=220/10=22 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et **25cm**

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=7,70\text{cm}^2/\text{ml}$ soit **5T14 /mL** avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=5,65\text{cm}^2/\text{ml}$ soit **4T12 /mL** avec $S_t=25\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit **4T8 /mL** avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4T12 /mL** avec $S_t=25\text{cm}$

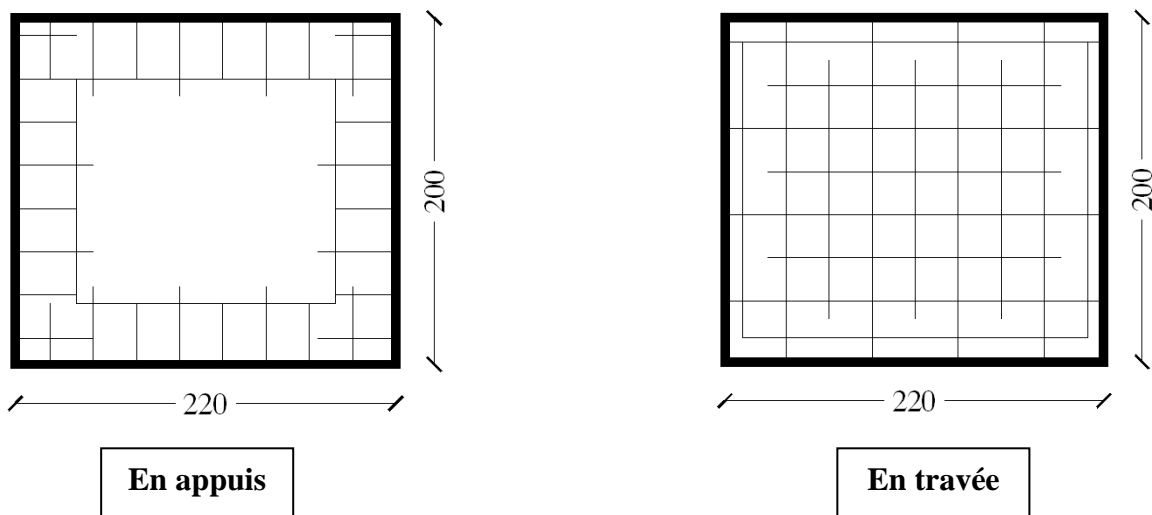


Figure : V-13 :ferrailage de la dalle d'ascenseur

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui frappent le globe terrestre, les tremblements de terre qui sont définis par une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humaines et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, suivie d'une diminution du niveau de vie pendant une longue période, dans les régions touchées.

De ce fait Il est nécessaire de construire des structures para- sismiques en zones sismiques par une étude de comportement de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et par conséquent d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Le calcul sismique d'une structure ne se fait pas sous l'action latérale seulement mais sous les actions combinées définies par les règles parasismiques algériennes ce qui nous amène à faire une évaluation des charges statiques gravitaires à reprendre par chaque élément horizontal.

2. Chargement des portiques :

Le chargement des portiques, il est établi après t l'estimation des charges verticales permanentes et d'exploitations transmises aux portiques.

Principe de modélisation des charges :

Les charges et surcharges surfaciques appliquées sur la dalle de compression d'un plancher sont transmises aux poutrelles puis aux poutres d'où on aura à la fin des charges réparties aux poutres.

Charges reprises par poutres principales :

Poutres principales de rives :

- poids propre de la poutre $\gamma \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- charge d'exploitation $Q_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- poids des murs extérieurs $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$ (cas de poutre étage)
- poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$ (cas de poutre terrasse)

Poutres principales intermédiaires :

- poids propre de la poutre $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$
- charge d'exploitation $Q_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$

Poutres secondaires de rives :

- poids propre de la poutre $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- charge d'exploitation $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$
- poids des murs extérieurs $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$ (cas chaînage étage)
- poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$ (cas chaînage terrasse)

Chaînages intermédiaires :

- poids propre de la poutre $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- charge d'exploitation $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$

Où L_1, L_2 : longueur maximale des portées des solives de part et d'autre de la poutre.

h ; la hauteur des poutres, b : largeur des poutres . γ : la densité de matériau utilisé.

3. Calculs sismiques :**3.1 Critères de classification par le RPA99 version2003 (DTR-B.C.2.48) :**

3.1.1 Classification des zones sismique : -----voir l'article 3.1 page 11(DTR-B.C.2.48)

d'après l'annexe 1 page 187 (DTR-B.C.2.48): tissemsilt se situe dans une zone de sismicité moyenne (**ZONE IIa**)

3.1.2 Classification de l'ouvrage : -----voir l'article 3.2 page 11 (DTR-B.C.2.48)

L'ouvrage représente un bâtiment à usage service (hôtel), il est considéré comme ouvrage de grande importance soit 1B.

3.1.3 Classification de site : -----voir l'article 3.3 page 15(DTR-B.C.2.48)

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3.

3.1.4 Classification des ouvrages selon leur configuration :

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

-----voir l'article 3.5 page 22(DTR-B.C.2.48)

ETAGE	Longueur		Largeur		Centre de masse		Centre de rigidité		RAPPORT		CONDITION
	X (m)	15 % X	Y (m)	15% Y	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-XCR	
S-SOL-2	46,3	6,945	32,52	4,878	23	17,007	22,999	17,226	0,001	0,219	Vérifiée
S-SOL-1	46,3	6,945	32,52	4,878	23	17,009	22,995	17,205	0,005	0,196	Vérifiée
RDC	46,3	6,945	32,52	4,878	23	17,007	23,001	17,985	0,001	0,978	Vérifiée
E-1	46,3	6,945	32,52	4,878	23	17,01	23,001	18,09	0,001	1,08	Vérifiée
E-2	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,1	0,035	1,092	Vérifiée
E-3	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,124	0,035	1,116	Vérifiée
E-4	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,146	0,035	1,138	Vérifiée
E-5	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,166	0,035	1,158	Vérifiée
E-6	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,182	0,035	1,174	Vérifiée
E-7	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,197	0,035	1,189	Vérifiée
E-8	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,209	0,035	1,201	Vérifiée
E-9	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,221	0,035	1,213	Vérifiée
E-10	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,231	0,035	1,223	Vérifiée
E-11	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,241	0,035	1,233	Vérifiée
E-12	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,25	0,035	1,242	Vérifiée
E-13	36,3	5,445	22,52	3,378	23,036	17,008	23,001	18,261	0,035	1,253	Vérifiée
E-14	36,3	5,445	22,52	3,378	23,001	17,009	23,001	18,275	0	1,266	Vérifiée
E-15	12	1,8	8	1,2	23	17,116	23,001	18,271	0,001	1,155	Vérifiée

Tableau VI-1 : Vérification De La Régularité En Plan

3.2. Choix de la méthode :

Pour le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue deux méthodes d'analyse :

3.2.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est applicable aux bâtiments qui présentent une régularité en plan et en élévation selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 V.2003**), on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de vibration de la structure (mode fondamental). Le calcul statique est une substitution au calcul dynamique plus compliqué qui a pour but de produire des effets identiques.

3.2.2. Méthode dynamique (Analyse modale spectrale) :

Cette méthode est applicable à tous les bâtiments et particulièrement dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Le principe de cette méthode est d'utiliser directement un spectre de réponse qui nous permet de simplifier les calculs et de procéder à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de vibration de la structure, généralement les trois premiers modes.

Concernant notre projet, le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan et en élévation).

3.2.3. Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **ETABS 16** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction ; Time History Function...)
Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » qui est basé sur la méthode dynamique spectrale qui tient en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel qui correspondant une participation de la masse au moins égale à 90%.

3.2.4. Présentation du logiciel:

ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems):

Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures basé sur la méthode des éléments finis, il offre les meilleurs performances de technologie actuelles, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Au départ il faut choisir une unité de calcul avant d'entamer une session ETABS 2016, soit le (t.m)

Démarches à suivre :

Modélisation de la structure :

Cette étape consiste à réaliser un modèle équivalent à notre projet réel, en géométrie et les liaisons entre les éléments de la manière suivante.

Edite Grid data : permet de définir les grilles à suivre par la suite

Add New System : pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique

Define materials : permet de définir le matériau utilisé et ses différentes propriétés

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

Define/frame section : pour saisir les dimensions des sections choisies des éléments , le matériel utilisé et la définition la nature d'éléments (poteau ; poutre)

Define/static load case : pour définir les types de charge statique (G, Q) et leur coefficient de majoration

Assign /joint /restreint : pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations)

Assign /joint / diaphragme : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign/frame line load /Distributed: Permet d'appliquer les charges réparties sur l'élément frame sélectionné.

Define /load combinaison : permet de définir les différentes combinaisons d'actions

Define response spectrum function : permet d'introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

Define response spectrum Cases : permet la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

Définition du centre de masse: lorsque la définition du diaphragme du plancher est terminé, ETABS permet la création automatique d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié à tous les nœuds situés dans ce plan.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul

Analyse/ Run : c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

Nœud maitre : c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) où on fait la concentration des masses sismiques

Pour un nœud maitre on doit définir la masse du plancher correspondant suivant les deux directions X et Y ainsi que l'inertie massique suivant axe Z.

4.Evaluation des efforts sismiques :

4.1 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction spéciale (installation classique, installation nucléaire,) on doit choisir des séismes caractéristiques au site d'implantation de ce projet connu sous le nom de séisme de référence. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site, ou plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases} \quad \text{Voir Formule 4.13 page 34(DTR-B.C.2.48)}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

η : le facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \text{ -----Voir la formule 4.3 page 26 (DTR-B.C.2.48)}$$

ξ : le pourcentage d'amortissement critique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Portique en acier} \\ \text{Remplissage léger} \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = 4\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1,08 \geq 0,7$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. : Sol meuble \Rightarrow **Site S2**

Donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,40$ sec. -----Voir le tableau 4.7 page 34 (DTR-B.C.2.48)

A : le coefficient d'accélération de la zone. -----Voir le tableau 4.1 page 26 (DTR-B.C.2.48)

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Zone sismique IIa} \\ \text{-Groupe d'usage 1B} \end{array} \right\} \Rightarrow (A = 0,20)$$

R : le coefficient de comportement de la structure. -----Voir le tableau 4.3 page 28 (DTR-B.C.2.48)

-mixte portique /palées triangulées en **V** alors $R = 3$.

Q : le facteur de qualité. -----Voir le tableau 4.4 page 30 (DTR-B.C.2.48)

-Pour connaître la valeur de P_q il faut savoir les six critères ci-après.

Critères :

- 1 la condition minimale sur les files de contreventement.
- 2-la redondance en plan.
- 3-la régularité en élévation.
- 4-la régularité en plan
- 5-le contrôle de qualité de matériaux.
- 6-le contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,25$$

4.2. Calcul des masses de la structure :

La valeur W qui correspond à la masse de la structure à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = G_i + \beta P_i \text{ -----Voir la formule 4.5 page 30 (DTR-B.C.2.48)}$$

G_i : le poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires

P_i : le poids due aux charges d'exploitation.

β : le coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre cas de bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,3$ ----Voir le tableau 4.5 page 30 (DTR-B.C.2.48)

4.3-Principe de détermination des poids (Wt) de la structure :

a- Les niveaux étages: Soit (S) La surface du plancher en question en m².

Le poids de ce niveau est calculé comme suit :

- Le poids du Plancher = $G \times S$
 - Le poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma \times (h)$
 - Le poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma \times \sum L$
 - Le poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma \times \sum L$
 - Le poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
 - Le poids des murs voile = $e_p \times h \times \gamma \times \sum L$
 - Le poids des escaliers = $G \times \text{surface de cage d'escalier}$
 - Le poids des dalles pleines = $G \times S_{\text{dalle}}$
 - Le poids des balcons = $G \times S_{\text{balcon}}$
- $G_E = \sum$ des poids propres

La surcharge d'exploitation : $P_E = Q_E \times S_E$

b-Le niveau terrasse:

Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf que la hauteur est la de mi-hauteur du dernier niveau en plus le poids d'acrotère qui sera additionné au poids de niveau et sans tenir compte du poids comme suit.

- Le poids de Plancher = $G \times S$
- Le poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma \times (h/2)$
- Le poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma \times \sum L$
- Le poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma \times \sum L$
- Le poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Le poids des murs voile = $e_p \times h \times \gamma \times \sum L$
- Le poids des dalles pleines = $G \times S_{\text{dalle}}$
- Le poids des balcons = $G \times S_{\text{balcon}}$
- Le poids d'acrotère = $G \times \text{acrotère} \times L$
- $G_T = \sum$ des poids propres

La surcharge d'exploitation : $P_T = Q_T \times S_T$.

le tableau ce qui suit présente les résultats du poids totale de la structure .

ETAGE	MASSE (T)	POIDS (T)
TERRASSE	6,7453	66,171393
ETAGE R+14	88,036	863,63316
ETAGE R+13	89,6846	879,805926
ETAGE R+12	89,6842	879,802002
ETAGE R+11	89,6842	879,802002
ETAGE R+10	89,7103	880,058043
ETAGE R+9	89,7616	880,561296
ETAGE R+8	89,7616	880,561296
ETAGE R+7	89,8627	881,553087
ETAGE R+6	89,985	882,75285
ETAGE R+5	89,985	882,75285
ETAGE R+4	90,0575	883,464075
ETAGE R+3	90,1513	884,384253
ETAGE R+2	90,1513	884,384253
ETAGE R+1	145,4704	1427,06462
Niveau RDC	166,54	1633,7574
SOUS-SSOL	82,0045	804,464145
SOUSSOL-2	96,4485	946,159785
Poids totale de la structure (T)		16321,1324

Tableau VI-2 : Poids Totale De La Structure .

4. Définition des masses:

On définit chaque masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$\text{D'où: } I_M = (I_{x_g} + I_{y_g}) \frac{M}{S}$$

I_M : l'inertie massique (t.m²)

x_g et y_g : les coordonnées du centre de gravité

M : les masses sismiques qui égale au rapport W/g

X_G et Y_G : les coordonnées de centre de masse après les excentrés par une distance de 5% de la longueur max

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

W_i : le poids de chaque niveau i

g : l'accélération de pesanteur 9,81 , S : surface du plancher.

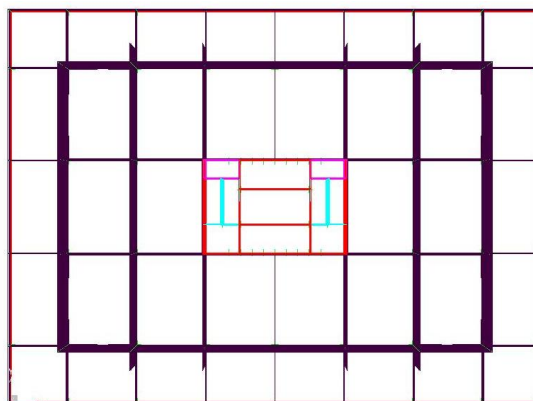
I_{x_g} : le moment d'inertie du plancher suivant l'axe X

I_{y_g} : le moment d'inertie du plancher suivant l'axe Y.

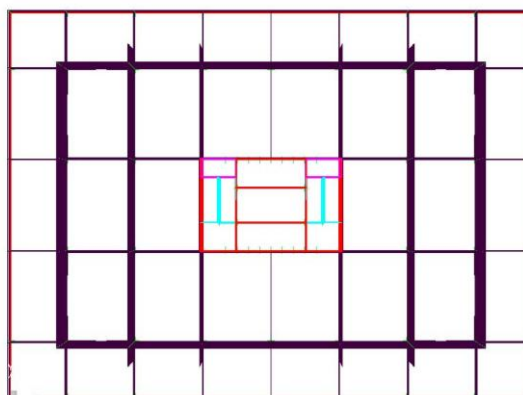
4.5. Principe et positionnements des contreventements :

Le système de contreventement de ce projet est assuré par la squelette du bâtiment (le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus des murs voiles en béton armé disposés le plus loin possible du centre de masse par symétrie. La meilleure position c'est celle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

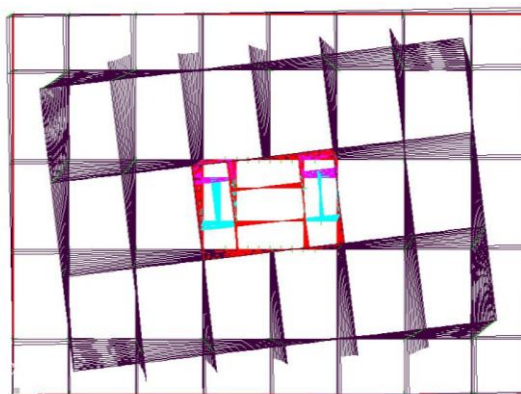
Après plusieurs variantes des dispositions des contreventements on retient le système structurel le plus fiable pour les trois premiers modes de vibration comme suit :



Mode 01 : Translation suivant Y



Mode 02 : Translation suivant X



Mode 03 : Rotation suivant Z

4.6. Vérifications :

4.6.1. Vérifications de participation de la masse : ---- Voir l'article 4.3.4 page 35 (DTR-B.C.2.48)

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure, le tableau ce-après présente les résultats de la Participation massique cumulée.

Mode	Période	Déplacement suivant X	Déplacement suivant Y	Rotation suivant Z	Participation de la masse cumulée. Suivant X	Participation de la masse cumulée. Suivant Y
1	1,331882	0	51,6372	0,0001	0	51,6372
2	1,115405	52,3902	0	0,4516	52,3903	51,6372
3	0,7975	0,4681	0	45,8783	52,8584	51,6373
4	0,270726	1,9094	0,0041	10,6082	54,7678	51,6414
5	0,2551	0,0008	20,1701	0,0023	54,7686	71,8115
6	0,23021	17,4341	0,0001	1,4929	72,2027	71,8116
7	0,157753	0,1904	0,0001	5,3715	72,3931	71,8116
8	0,11274	0	10,0865	0,0005	72,3931	81,8981
9	0,110487	6,4891	0,0003	0,6924	78,8822	81,8984
10	0,107015	1,3717	0,001	1,4361	80,2539	81,8993
11	0,079814	0,0001	0	1,4674	80,2541	81,8993
12	0,072219	5,0366	0,0001	0,0028	85,2907	81,8994
13	0,070612	0,0001	6,8307	0	85,2907	88,7302
14	0,065805	0,0007	0	2,1148	85,2915	88,7302
15	0,058385	0,0157	0	0	85,3072	88,7302
16	0,058381	0,0072	0	0	85,3144	88,7302
17	0,058344	0	0	0,0316	85,3144	88,7302
18	0,058331	0,0002	0	0,0209	85,3146	88,7302
19	0,058327	0,2829	0	0	85,5975	88,7302
20	0,058287	0,0235	0	0	85,6211	88,7302
21	0,057364	0,0273	0	0,8954	85,6483	88,7303
22	0,054359	5,3168	0	0,0216	90,9651	88,7303
23	0,052275	0	5,7837	0	90,9651	94,5139
24	0,049043	0,0059	0	0,258	90,971	94,5139
25	0,045655	5,0902	0	0,0286	96,0612	94,5139

Tableau VI-3 : les résultats de la Participation massique cumulée

a- Le sens (X): $\Sigma\alpha_x = 91,96\% > 90\%$ (mode 23)----- condition vérifiée.

b- Le sens (Y): $\Sigma\alpha_y = 94,51\% > 90\%$ (mode 23)----- condition vérifiée.

4.6.2. Vérification de la période fondamentale : ---- Voir l'article 4.2.4 page 31 (**DTR-B.C.2.48**).
On doit vérifier que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale (T)

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 62,36\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (62,36)^{3/4} = 1,11 \text{ sec}$$

D'après résultats obtenus par le logiciel :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **1,33 sec**

D'où :

$$T_{calculé} = 1,33 \text{ sec} < T_{empirique} = 1,30T = 1,443 \text{ sec.} \text{----- condition vérifiée.}$$

4.6.3. Force sismique totale à la base : ---- Voir l'article 4.3.6 page 36 (**DTR-B.C.2.48**)

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{----- Voir l'article 4.2.3 page 25 (**DTR-B.C.2.48**).$$

D : le facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure : 16223,48 t

$$\text{ou : } \begin{cases} A = 0,20 \\ Q = 1,25 \\ R = 4,0 \\ W = 16223,48\text{t} \end{cases}$$

T_1, T_2 : les période caractéristiques associées à la catégorie du site (S3).

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,40$ sec.

$$0 \leq T \leq T_2 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(1,08) \left(\frac{0,50}{1,37} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,16$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,2 \times 1,16 \times 1,25}{3} \times 16321,13 = 1577,71 \text{ t}$$

Sens X : $V_{t_x} = 1538,22 \text{ t} > 0,80V = 1262,17 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Sens Y : $V_{t_y} = 1463,62 \text{ t} > 0,80V = 1262,17 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

4.6.4 Justification Vis A Vis Des déformations : ---Voir l'article 5.1.0 page 40 (DTR-B.C.2.48).

On doit vérifier que Le déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. ($\Delta_k < 1 \% h_k$)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

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

δ_{ek} : le déplacement dû aux forces sismiques **Fi** (y compris l'effet de torsion)

R : le coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements relatifs inter étages dans le sens longitudinale(x) .

Niveaux	δ_e (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K / h_K (%)	$1\% \times h_k$	Observation
TERRASSE	5,9043	17,7129	24,6990	6,9861	300,0000	0,0233	3,0000	Condition Vérifiée
ETAGE-14	8,2330	24,6990	23,1666	1,5324	340,0000	0,0045	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-13	7,7222	23,1666	21,3339	1,8327	340,0000	0,0054	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-12	7,1113	21,3339	19,5273	1,8066	340,0000	0,0053	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-11	6,5091	19,5273	15,9117	3,6156	340,0000	0,0106	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-10	5,3039	15,9117	14,1318	1,7799	340,0000	0,0052	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-9	4,7106	14,1318	12,3867	1,7451	340,0000	0,0051	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-8	4,1289	12,3867	10,6899	1,6968	340,0000	0,0050	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-7	3,5633	10,6899	9,0519	1,6380	340,0000	0,0048	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-6	3,0173	9,0519	7,4898	1,5621	340,0000	0,0046	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-5	2,4966	7,4898	6,0177	1,4721	340,0000	0,0043	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-4	2,0059	6,0177	4,6491	1,3686	340,0000	0,0040	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-3	1,5497	4,6491	3,4035	1,2456	340,0000	0,0037	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-2	1,1345	3,4035	2,2866	1,1169	340,0000	0,0033	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-1	0,7622	2,2866	1,0881	1,1985	408,0000	0,0029	4,0800	Condition Vérifiée
RDC	0,3627	1,0881	0,2103	0,8778	408,0000	0,0022	4,0800	Condition Vérifiée
SOU-SOL-1	0,0701	0,2103	0,0840	0,1263	350,0000	0,0004	3,5000	Condition Vérifiée
SOU-SOL-2	0,0280	0,0840	0,0000	0,0840	350,0000	0,0002	3,5000	Condition Vérifiée

Tableau VI-4 : résultats des déplacements relatifs inter étages dans le sens longitudinale(x) .

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements relatifs inter étages dans le sens transversale (y) .

Niveaux	δ_e (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K / h_K (%)	$1\% \times h_k$	Observation
TERRASSE	7,9581	23,8743	34,0932	10,2189	300,0000	0,0341	3,0000	Condition Vérifiée
ETAGE-14	11,3644	34,0932	31,7796	2,3136	340,0000	0,0068	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-13	10,5932	31,7796	29,1222	2,6574	340,0000	0,0078	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-12	9,7074	29,1222	26,4900	2,6322	340,0000	0,0077	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-11	8,83	26,4900	21,2961	5,1939	340,0000	0,0153	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-10	7,0987	21,2961	18,7680	2,5281	340,0000	0,0074	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-9	6,256	18,7680	16,3104	2,4576	340,0000	0,0072	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-8	5,4368	16,3104	13,9437	2,3667	340,0000	0,0070	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-7	4,6479	13,9437	11,6805	2,2632	340,0000	0,0067	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-6	3,8935	11,6805	9,5466	2,1339	340,0000	0,0063	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-5	3,1822	9,5466	7,5630	1,9836	340,0000	0,0058	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-4	2,521	7,5630	5,7456	1,8174	340,0000	0,0053	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-3	1,9152	5,7456	4,1220	1,6236	340,0000	0,0048	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-2	1,374	4,1220	2,7096	1,4124	340,0000	0,0042	3,4000	Condition Vérifiée
ETAGE-1	0,9032	2,7096	1,2978	1,4118	408,0000	0,0035	4,0800	Condition Vérifiée
RDC	0,4326	1,2978	0,3255	0,9723	408,0000	0,0024	4,0800	Condition Vérifiée
SOU-SOL-1	0,1085	0,3255	0,1098	0,2157	350,0000	0,0006	3,5000	Condition Vérifiée
SOU-SOL-2	0,0366	0,1098	0,0000	0,1098	350,0000	0,0003	3,5000	Condition Vérifiée

Tableau VI-5 : résultats des déplacements relatifs inter étages dans le sens transversale (y).

4.6.5. Justification Vis A Vis De L'effet P- Δ : --Voir l'article 5.9 page 40 (DTR-B.C.2.48).

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K : le poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : le déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : la hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte d'une manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

h_i (et h_j) : le niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: le poids du niveau i (ou j).

Le tableau suivant présente les résultats de la vérification de L'effet P-Δ dans le sens longitudinale(x)

Niveau	h_e (cm)	h_K (cm)	P_e (Ton)	P_K (Ton)	Δ_K (cm)	V_K (Ton)	θ_K	Observation
TERRASSE	300	300	66,1714	66,1714	0,0233	51,93	0,00010	Condition Vérifiée
ETAGE-14	340	640	863,6332	929,8046	0,0045	269,81	0,00002	Condition Vérifiée
ETAGE-13	340	980	879,8059	1809,6105	0,0054	434,88	0,00002	Condition Vérifiée
ETAGE-12	340	1320	879,8020	2689,4125	0,0053	560,16	0,00002	Condition Vérifiée
ETAGE-11	340	1660	879,8020	3569,2145	0,0106	664,13	0,00003	Condition Vérifiée
ETAGE-10	340	2000	880,0580	4449,2725	0,0052	751,89	0,00002	Condition Vérifiée
ETAGE-9	340	2340	880,5613	5329,8338	0,0051	826,28	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-8	340	2680	880,5613	6210,3951	0,0050	894,11	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-7	340	3020	881,5531	7091,9482	0,0048	958,67	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-6	340	3360	882,7529	7974,7011	0,0046	1020,32	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-5	340	3700	882,7529	8857,4539	0,0043	1081,09	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-4	340	4040	883,4641	9740,9180	0,0040	1140,75	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-3	340	4380	884,3843	10625,3022	0,0037	1196,54	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-2	340	4720	884,3843	11509,6865	0,0033	1248,2	0,00001	Condition Vérifiée
ETAGE-1	408	5128	1427,0646	12936,7511	0,0029	1327,44	0,00001	Condition Vérifiée
RDC	408	5536	1633,7574	14570,5085	0,0022	1394,38	0,00000	Condition Vérifiée
S-SOL-1	350	5886	804,4641	15374,9727	0,0004	1461,47	0,00000	Condition Vérifiée
S-SOL-2	350	6236	946,1598	16321,1324	0,0002	1537,43	0,00000	Condition Vérifiée

Tableau VI-5 : résultats des déplacements relatifs inter étages dans le sens longitudinale(x) .

Le tableau suivant présente les résultats de la vérification de L'effet P-Δ dans le sens longitudinale(y) .

Niveau	h_e (cm)	h_K (cm)	P_e (Ton)	P_K (Ton)	Δ_K (cm)	V_K (Ton)	θ_k	Observation
TERRASSE	300	300	66,1714	66,1714	10,2189	51,93	0,04340	Condition Vérifiée
ETAGE-14	340	640	863,6332	929,8046	2,3136	269,81	0,01246	Condition Vérifiée
ETAGE-13	340	980	879,8059	1809,6105	2,6574	434,88	0,01128	Condition Vérifiée
ETAGE-12	340	1320	879,8020	2689,4125	2,6322	560,16	0,00957	Condition Vérifiée
ETAGE-11	340	1660	879,8020	3569,2145	5,1939	664,13	0,01682	Condition Vérifiée
ETAGE-10	340	2000	880,0580	4449,2725	2,5281	751,89	0,00748	Condition Vérifiée
ETAGE-9	340	2340	880,5613	5329,8338	2,4576	826,28	0,00677	Condition Vérifiée
ETAGE-8	340	2680	880,5613	6210,3951	2,3667	894,11	0,00613	Condition Vérifiée
ETAGE-7	340	3020	881,5531	7091,9482	2,2632	958,67	0,00554	Condition Vérifiée
ETAGE-6	340	3360	882,7529	7974,7011	2,1339	1020,32	0,00496	Condition Vérifiée
ETAGE-5	340	3700	882,7529	8857,4539	1,9836	1081,09	0,00439	Condition Vérifiée
ETAGE-4	340	4040	883,4641	9740,9180	1,8174	1140,75	0,00384	Condition Vérifiée
ETAGE-3	340	4380	884,3843	10625,3022	1,6236	1196,54	0,00329	Condition Vérifiée
ETAGE-2	340	4720	884,3843	11509,6865	1,4124	1248,2	0,00276	Condition Vérifiée
ETAGE-1	408	5128	1427,0646	12936,7511	1,4118	1327,44	0,00268	Condition Vérifiée
RDC	408	5536	1633,7574	14570,5085	0,9723	1394,38	0,00184	Condition Vérifiée
S-SOL-1	350	5886	804,4641	15374,9727	0,2157	1461,47	0,00039	Condition Vérifiée
S-SOL-2	350	6236	946,1598	16321,1324	0,1098	1537,43	0,00019	Condition Vérifiée

Tableau VI-6 : les résultats de la vérification de L'effet P-Δ dans le sens longitudinale(y) .

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_k dans les deux sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

4.6.7 Stabilité au renversement : -----voir l'article 3.3 page 15(DTR-B.C.2.48).

Le moment de renversement (**Mr**) causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant (**Ms**) sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,25 .$$

D'après les résultats obtenus par le logiciel les valeurs du moment de renversement sont :

$$M_{xr} = 47892,052 \text{ t.m}$$

$$M_{yr} = 53657,971 \text{ t.m}$$

$$\text{Le moment stabilisant } M_s = \sum P_i \times h_i \text{ (t.m)}$$

P_i : le poids total de chaque niveau et h_i : la hauteur du niveau Pa rapport au point de renversement.

ETAGE	h	h _i	P _i	P _i xh _i
TERRASSE	3,00	61,68	66,171393	4081,45152
ETAGE R+14	3,40	58,68	863,63316	50677,99383
ETAGE R+13	3,40	55,28	879,80593	48635,67159
ETAGE R+12	3,40	51,88	879,802	45644,12786
ETAGE R+11	3,40	48,48	879,802	42652,80106
ETAGE R+10	3,40	45,08	880,05804	39673,01658
ETAGE R+9	3,40	41,68	880,5613	36701,79482
ETAGE R+8	3,40	38,28	880,5613	33707,88641
ETAGE R+7	3,40	34,88	881,55309	30748,57167
ETAGE R+6	3,40	31,48	882,75285	27789,05972
ETAGE R+5	3,40	28,08	882,75285	24787,70003
ETAGE R+4	3,40	24,68	883,46408	21803,89337
ETAGE R+3	3,40	21,28	884,38425	18819,6969
ETAGE R+2	3,40	17,88	884,38425	15812,79044
ETAGE R+1	3,40	14,48	1427,0646	20663,89576
Niveau RDC	4,08	11,08	1633,7574	18102,03199
SOUS-SSOL	3,50	7	804,46415	5631,249015
SOUSSOL-2	3,50	3,5	946,15979	3311,559248
Le moment stabilisant Ms(t.m) =				489245,19

Tableau VI-7 : Résultats de moment stabilisant

Danc : Suivant X $\frac{M_s}{M_r} = \frac{489245,19}{57037,16} = 8,58 \geq 1,25$ ----- condition vérifiée.

Suivant Y $\frac{M_s}{M_r} = \frac{489245,19}{63235,71} = 7,74 \geq 1,25$ ----- condition vérifiée.

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I-LES ELEMENTS DE LA SUPER STRUCTURE :

1.1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on procède au dimensionnement chaque élément à partir de trois conditions :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- La vérification faite selon la condition de résistance
- La valeur limite de vibration.

1.2 Présentations du logiciel de vérification (Robot Millennium) :

ROBOT Millennium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales nous avons utilisé ce logiciel pour le calcul et la vérification des assemblages.

2. Solive plancher étage courant :

2-1. Evaluation de la charge :

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

$0,70 \leq L \leq 1,50C$, l'entraxe entre des solives est égale à 1,10 m ,

la charge permanente du plancher étage courant : $G = 545 \text{ kg/m}^2$

la charge d'exploitation du plancher étage courant : $Q = 150 \text{ kg/m}^2$.

q (pondérée) = $1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_{ultime} = 1,35(545 \times 1,10 + 29,87) + 1,50(150 \times 1,10) = 1097,15 \text{ kg/ml}$

q (non pondérée) = $G + Q \Rightarrow q_{service} = (545 \times 1,10 + 29,87) + (150 \times 1,10) = 794,37 \text{ kg/ml}$.

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

DESIGNATIO N Abrégée	Poids	Section	Dimensions						Caractéristique					
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I_y	$W_{pl,y}$	i_y	I_z	$W_{pl,z}$	i_z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
IPE240	29,87	39,1	240	120	6,20	9,8	15	190,4	3891,6	366,6	9,97	283,58	73,92	2,69

Tableau VII-1 : Caractéristique IPE 240

2-2. Condition de la flèche :

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 794,37 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3891,6} = 1,64 \text{ cm}$$

Donc $f_{\max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifiée.

2.3 La classe de la section transversale : ----- voir le tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

Soit la semelle $b=120\text{mm}$

$C=b/2=120/2=60,00\text{m}$; $t_f=9,8 \text{ mm}$ $C/t_f = 6,12 < 10\varepsilon = 10$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchée $d=190,4 \text{ mm}$ $t_w = 6,20 \text{ mm}$ $d/t_w=30.71 < 72 \varepsilon=72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1, le calcul peut être amené à la plasticité.

2.4 Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir l'Article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$V_{sd} < V_{pl,rd}$ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : Aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{1097,15 \times 6}{2} = 3291,45 \text{ kg} \quad V_{pl,rd} = \frac{12,03 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14840,16 \text{ kg}$$

$V_{sd} = 3291,45 \text{ kg} \leq V_{pl,rd} = 14840,16 \text{ kg}$ ----- condition vérifiée.

2.5 Vérification de résistance (moment fléchissant) : --voir l'Article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ --- voir la formule 5.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : le moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique à la flexion.

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl-y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{1097,15 \times 6^2}{8} = 4937,17 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{366,6 \times 235 \times 10}{1,1} = 78319,1 \text{ kg.m}$$

$M_{sd} = 4937,17 \text{ kg.m} \leq M_{pl,rd} = 78319,1 \text{ kg.m}$ ----- condition vérifiée.

2.6 Vérification au déversement : --voir l'article 5.5.2 page 79 (DTR.B.C.2.44)

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{291,86 \times 6^2}{8} = 1313,37 \text{ kg.m}$$

$M_{b,rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle doit être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ avec : } x \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

A pour une section doublement symétrique : $Z_g=0$; $k=1$; $K_w=1$; $C_1=1,285$; $C_2=1,562$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left[\left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} \right) + \left(\frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right) + (C_2 \times Z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times Z_g)$$

$$M_{cr} = 1,285 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 283,58 \times 10^4}{(6000)^2} \left[\left(\frac{37,9 \times 10^3}{284 \times 10^4} + \frac{(6000)^2 \times 0,31 \times 12,88 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 283,58 \times 10^4} + 4,44 \times 10^4 \right)^{0,5} \right]$$

$$M_{cr} = 4,29 \times 10^8 \text{ N.m}$$

$\beta = 1$ Pour une section de classe 1 et 2

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 366,6 \times 10^3 \times 235}{4,29 \times 10^8}} = 0,44 \text{ et } \phi = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,44 - 0,2) + 0,44^2) = 1,24$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,24 + \sqrt{1,24^2 - 0,44^2}} = 0,42 \text{ et } M_{b,Rd} = \frac{0,42 \times 1 \times 366,6 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 3,25 \times 10^7 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 1313,37 \text{ kg.m} \leq M_{b,rd} = 3257,91 \text{ kg.m} \text{----- condition vérifiée.}$$

2.7 vérification pour l'ensemble des Solives par le logiciel ROBOT :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Solives

POINT: 4 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 G

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 23963.33$ T/m²

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240**

$h=24.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0$ cm	$A_y=27.32$ cm ²	$A_z=19.15$ cm ²	$A_x=39.12$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=3891.63$ cm ⁴	$I_z=283.63$ cm ⁴	$I_x=12.95$ cm ⁴
$tf=1.0$ cm	$W_{ply}=366.65$ cm ³	$W_{plz}=73.92$ cm ³	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 4.29$ T*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.41$
$L_{cr,upp}=6.00$ m	$Lam_{LT} = 1.43$	$f_{i,LT} = 1.64$	$XLT,mod = 0.41$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm} \text{----- Condition Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00

$$u_z = 2.4 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm} \text{----- Condition Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**

3 : Poutre principale Etage courant :

3.1 .1 Evaluation de la charge :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmette poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

la charge permanente du plancher étage courant : $G= 545 \text{ kg/m}^2$

la charge d’exploitation du plancher étage courant : $Q= 150 \text{ kg/m}^2$.

Q (pondérée) $=1,35G + 1,5Q$

$\Rightarrow q_{ultime} = 1,35(545 \times 6 + 29,87 \times 6 + 125) + 1,50(150 \times 6) = 6175,20 \text{ kg/ml}$

Q (non pondérée) $=G + Q \Rightarrow q_{service} = (545 \times 6 + 29,87 \times 6 + 125) + (150 \times 6) = 4474,22 \text{ kg/ml}$.

3.1 .2 Efforts Internes Et Résistances Ultimes :

Les efforts sont tirés à partir du logiciel de calcul, sous la combinaison : $1,35G+1,5Q$

$V_{sd} = 63523 \text{ kg}$.

$M_{sd} = 290761 \text{ kg.m}$.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I _y	W _{pl.Y}	i _y	I _z	W _{pl.Z}	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
HEA400	125	159	390	300	11	19	27	298	45070	2562	16,84	8564	872,9	7,34

Tableau VII-1 : Caractéristique HEA400

3.2 Condition de la flèche

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

Pour une poutre bi articulée : $f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

q : la charge sur la poutre non pondérée.

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

Pour une portée $L=8.00\text{m} = 800 \text{ cm}$.

$\bar{f} \leq \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,20 \text{ cm}$ (Q charge non pondérée)

$f = \frac{5 \times 4474,22 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070} = 2,52 \text{ cm}$

Donc $f_{max} \leq \bar{f}$ ----- condition vérifie.

3.3 La classe de la section transversale : ----- voir le tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

Soit la semelle $b=300\text{mm}$

$C=b/2=300/2=150\text{ mm}$; $t_f=19\text{ mm}$ $C/t_f = 7,895 < 10\varepsilon =10$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie $d=298\text{ mm}$ $t_w= 11\text{ mm}$ $d/t_w=27,09 < 72 \varepsilon=72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut être amenée à la plasticité.

3.4 Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir Article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$V_{sd} < V_{pl,rd}$ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

$V_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = 63523\text{kg} \quad \text{et} \quad V_{rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 53,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } V_{rd} = \frac{53,35 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 65803,50\text{kg}$$

$$V_{sd} = 63523\text{kg} \leq V_{pl,rd} = 65803,5\text{kg} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

3.5 Vérification de résistance (moment fléchissant) : --voir Article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ --- voir la formule 55.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : le moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{pl,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique à la flexion.

$$M_{sd} = 290761\text{kg.m} \quad \text{et} \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Donc } M_{pl,rd} = \frac{2562 \times 235 \times 10}{1,1} = 547336,4\text{kg.m.}$$

$$M_{sd} = 290761\text{kg.m} \leq M_{pl,rd} = 547336,4\text{kg.m} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

3.6 Vérification à la stabilité (au déversement) :-voir l'article 5.5.2 page 79 (DTR.B.C.2.44)

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1518,75 \times 8^2}{8} = 12150,00\text{kg.m}$$

$M_{b,rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle doit être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{avec : } x \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

Pour une section doublement symétrique : $Z_g=0$; $k=1$; $K_w=1$; $C_1=1,285$; $C_2=1,562$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left[\left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} \right) + \left(\frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right) + (C_2 \times Z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times Z_g)$$

$$M_{cr} = 1,285 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070 \times 10^4}{(8000)^2} \left[\left(\frac{2942 \times 10^3}{8564 \times 10^4} + \frac{(8000)^2 \times 0,38 \times 189 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 45070 \times 10^4} + 4,12 \times 10^4 \right)^{0,5} \right]$$

$$M_{cr} = 1,32 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$\beta = 1$ Pour une section de classe 1 et 2

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 2562 \times 10^3 \times 235}{1,32 \times 10^9}} = 0,675 \text{ et } \phi = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,675 - 0,2) + 0,675^2) = 0,778$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,778 + \sqrt{0,778^2 - 0,675^2}} = 0,858 \text{ et } M_{b,Rd} = \frac{0,858 \times 1 \times 2562 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 4,696 \times 10^8 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 12150 \text{ kg.m} \leq M_{b,Rd} = 46960 \text{ kg.m} \text{----- condition vérifiée.}$$

3.7 Vérification à la stabilité (au voilement) :

Dans le cas d'une poutre de classe 1, 2 de nuance supérieure à 235 N/mm² alors, il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies. Donc le profilé doit vérifier la condition de rigidité au déversement.

3.8 vérification pour l'ensemble des Poutres par le logiciel :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: HEA400

POINT: 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 8.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 G

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 132.21 T*m	Courbe,LT -	XLT = 0.82
Lcr,low=8.00 m	Lam_LT = 0.68	fi,LT = 0.80	XLT,mod = 0.87

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 0.51
Lcr,y = 8.00 m	Xy = 0.92
Lamy = 47.51	ky = 1.00



en z:

Lz = 8.00 m	Lam_z = 1.16
Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.50
Lamz = 109.00	kyz = 0.73

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.27 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 47.51 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 109.00 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $My,Ed,max/Mb,Rd = 0.61 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.31 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm}$ -----Vérifié

Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm}$ -----Vérifié

Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

4. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion. Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on procède à la vérification de la résistance au flambement. ----- voir l'article 5.1.1.1 page 74 (DTR.B.C.2.44).

4.1 évaluation des charges : Les sollicitations les plus défavorables tirées à partir du logiciel sont :

Les poteaux niveau RDC (HEB700).

$V_{sd} = 82250 \text{ kg} ; N_{sd} = 130630 \text{ kg}$

$M_{y(inf)} = -159490 \text{ kg.m.} ; M_{y(sup)} = 143990 \text{ kg.m.}$

$M_{z(inf)} = -96030 \text{ kg.m.} ; M_{z(sup)} = 129370 \text{ kg.m.}$

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I_y	W_{pl-Y}	i_y	I_z	W_{pl-Z}	i_z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
HEB700	241	306,4	700	300	17	32	27	582	256900	8327	28,96	14440	1495	6.87

Tableau VII-3 : Caractéristique HEA400

4.2 La classe de la section transversale : ----- voir le tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ --- } f_y \text{ en } N / mm^2$$

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

$C=b/2=300/2=150 \text{ mm} ; tf=32 \text{ mm} \quad C/tf = 4,688 < 10\varepsilon = 10$ donc la semelle est de la classe 1.

Ame fléchie $d=582 \text{ mm} \quad tw=17 \text{ mm} \quad d/tw=34,24 < 72 \quad \varepsilon=72$ donc l'âme est de la classe 1.

La section globale étant de la classe 1, le calcul peut être amené à la plasticité.

4.3 Vérification de résistance (effort tranchant) : --- voir l'article 5.4.6 page 64 (DTR.B.C.2.44)

$V_{sd} < V_{rd}$ --- voir la formule 5.20 page 64 (DTR.B.C.2.44)

V_{sd} : l'effort tranchant de chaque section transversale.

V_{rd} : la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = 82250 \text{ kg} \text{ et } V_{,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_v = 137,10 \text{ cm}^2$$

$$V_{,rd} = \frac{137,10 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 169103,27 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 82250 \text{ kg} \leq V_{,rd} = 169103,27 \text{ kg} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

4.5 Vérification de résistance (moment fléchissant) : --voir l'article 5.4.5 page 62 (DTR.B.C.2.44)

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ --- voir la formule 55.17 page 62 (DTR.B.C.2.44).

M_{sd} : le moment fléchissant de chaque section transversale.

$M_{,rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique à la flexion.

$$M_{sd} = 159490 \text{ kg.m} \quad \text{et}$$

$$M_{,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow M_{,rd} = \frac{8327 \times 235 \times 10}{1,1} = 177895,00 \text{ kg.m.}$$

$$M_{sd} = 159490,00 \text{ kg.m} \leq M_{,rd} = 177895,00 \text{ kg.m} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

4.6 Vérification de l'effort normal : On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{pl,rd}$

N_{sd} : l'effort normal de compression.

$N_{pl,rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle doit être prise égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{306,4 \times 235 \times 10}{1,1} = 654581,82 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1306300 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 130630 \text{ kg} \leq N_{pl,rd} = 654581,82 \text{ kg} \text{ ----- condition vérifiée}$$

4.7 Vérification à la stabilité (au flambement) :

Suivant l'axe (y-y) :

$$K_{11}(\text{HEA400}) = K_{12} = \frac{I_y}{L} = \frac{45070}{800} = 56,34 \text{ cm}^3$$

$$K_C(\text{HEB700}) = \frac{I_y}{h} = \frac{256900}{408} = 629,66 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1}(\text{HEB700}) = 629,66 \text{ cm}^3$$

Avec :

K11, K12 : la rigidité des poutres supérieures.

K22, K21 : la rigidité des poutres inférieures.

Kc : la rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : la rigidité du poteau supérieur.

K_{c2} : la rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,91 \text{ et } \eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22} + K_{21}} = 1$$

$$L_f = L \times \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265(\eta_1 \times \eta_2)}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247(\eta_1 \times \eta_2)} = 3,91m$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{391}{28,96} = 13,50cm \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ en } N/mm^2$$

$\beta_A = 1$ Pour une section de la classe 1 et 2

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{13,5}{93,9} = 0,14 \leq 0,2 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

Suivant l'axe (y-y) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{391}{6,87} = 56,91cm$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{56,91}{93,9} = 0,61 \geq 0,2 \Rightarrow \text{on résulte qu'il y a un risque de flambement suivant l'axe}$$

(z-z).

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2,2 \geq 1,2 \quad \text{Donc la courbe de flambement b} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,61 \Rightarrow X_z = X_{\min} = 0,8371$$

$$t_f = 32 \leq 40mm$$

4.8 Vérification à la stabilité (au déversement) :-voir l'article 5.5.2 page 79

(DTR.B.C.2.44)

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = 129370kg.m$$

$M_{b,rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle doit être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ en } N/mm^2$$

C₁: Facteur qui dépend des conditions des charges et de l'encastrement (C₁= 1,565).

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_f}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_f}{h} \right) \left(\frac{L_f}{t_f} \right) \right)^2}} \Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{\frac{3910}{68,7}}{\sqrt{1,565 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3910}{700} \right) \left(\frac{3910}{32} \right) \right)^2}} = 39,02$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{39,02}{93,9} = 0,40 \leq 0,40 \Rightarrow \text{pas de risque de déversement.}$$

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ -----(1)}$$

Calcul des coefficients réducteurs

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{53,40}{97,23} = -0,55$$

$$\beta_{MZ} = 1,80 - 0,7\psi = 1,8 + 0,7 \times 0,55 = 2,18.$$

$$\mu_z = \left(\bar{\lambda}_z \times (2\beta_{MZ}) - 4 \right) + \frac{W_{plz} + W_{elz}}{W_{plz}} \Rightarrow$$

$$\mu_z = (0,61 \times (2 \times 2,18) - 4) + \frac{1495 - 962,7}{962,7} = 0,79 \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_z = 1 - \frac{0,79 \times 94740}{0,8371 \times 306,4 \times 235 \times 10} = 0,876 \leq 1,50$$

Donc à partir de l'équation (1) on aura : 0,73 < 1 ----- condition vérifiée

4.9 Annexe de vérification des poteaux par le logiciel:

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poteau_118

POINT: 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 4.08 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 G

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 700

h=70.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=207.44 cm2	Az=137.10 cm2	Ax=306.38 cm2
tw=1.7 cm	Iy=256888.00 cm4	Iz=14440.90 cm4	Ix=833.45 cm4
tf=3.2 cm	Wply=8327.13 cm3	Wplz=1495.04 cm3	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 814.80 T*m	Courbe,LT -	XLT = 0.89
Lcr,low=8.16 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.67	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.08 m	Lam_y = 0.26
Lcr,y = 7.15 m	Xy = 0.99
Lamy = 24.70	kzy = 0.35



en z:

Lz = 4.08 m	Lam_z = 0.63
Lcr,z = 4.08 m	Xz = 0.82
Lamz = 59.43	kzz = 0.56

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.40 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda,y = 24.70 < \lambda,max = 210.00$ $\lambda,z = 59.43 < \lambda,max = 210.00$ STABLE
 $My,Ed,max/Mb,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.50 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Vérifiée
Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00	
$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Vérifiée
Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2+3)*1.00	

5. Palées de stabilité triangulées en V inversé(HEA260):

5.1 évaluation des charges : Les sollicitations les plus défavorables tirées à partir du logiciel sont :

$$V_{sd} = 21850 \text{ kg} ; N_{sd(\text{compression})} = 118770 \text{ kg} ; N_{sd(\text{traction})} = 63910 \text{ kg}$$

$$M_{y(\text{inf})} = -28810 \text{ kg.m.}; M_{y(\text{sup})} = 35350 \text{ kg.m.}$$

$$M_{z(\text{inf})} = -83520 \text{ kg.m.} ; M_{z(\text{sup})} = 83510 \text{ kg.m.}$$

DESIGNATIO N Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique						
	P	A	h	b	tw	tf	r	d	I _y	W _{pl-Y}	i _y	I _z	W _{pl-Z}	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
HEA260	68,20	86,82	250	260	7,5	12,5	24	177	10450	919,8	10,97	3668	430,20	6.50

Tableau VII-4 : Caractéristique HEA400

5.2 La classe de la section transversale : ----- voir le tableau 53.1 page 47 (DTR.B.C.2.44)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ --- } f_y \text{ en } N/mm^2$$

Soit la semelle b=300mm

C=b/2=90/2=45mm ; tf=14 mm C/tf= 3,2 < 10ε=10 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie d=200 mm tw= 10 mm d/tw=20 < 72 ε=72 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de la classe1, le calcul peut être amené à la plasticité.

5.3. Vérification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités à la traction avec un effort N_{tsd} = 63910 kg ,obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que : $N_{tsd} \leq N_{trd}$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86,82 \times 2 \times 235 \times 10}{1,1} = 370958,18 \text{ kg}$$

Donc 63910kg ≤ 370958,18kg ----- condition vérifiée.

5.4. Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicitées à l'effort de compression N_{csd}= 158480 kN, obtenue sous la Combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{Csd} \leq N_{Crd} = \frac{X_{\min} \times A \times \beta_A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_A = 1$ Pour une section de classe 1 et 2

$$L_{ky} = L_0 = 5,71m \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{571}{10,97} = 52,05$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad f_y \text{ en } N/mm^2$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{ky}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{52,05}{93,9} = 0,55$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 \leq 1,2 \quad \text{Donc la courbe de flambement b} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,55 \Rightarrow X_z = X_{\min} = 0,8882$$

$$t_f = 12,5 \leq 40mm$$

$$N_{Crd} = \frac{0,8842 \times 86,82 \times 2 \times 1 \times 235 \times 10}{1,1} = 328001,22kg$$

Donc $118770kg \leq 328001,22kg$ ----- condition vérifiée.

5.5 Annexe de vérification des Palées de stabilité par le logiciel :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:**PIECE:** 3660 CV_3660**POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 5.71 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 7 E_Y

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260**

h=25.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=73.55 cm ²	Az=28.76 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=52.62 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=919.77 cm ³	Wplz=430.17 cm ³	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 5.71 m	Lam_y = 0.55
Lcr,y = 5.71 m	Xy = 0.86
Lamy = 52.07	kzy = 0.52



en z:

Lz = 5.71 m	Lam_z = 0.94
Lcr,z = 5.71 m	Xz = 0.58
Lamz = 87.85	kzz = 1.02

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.8)$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 52.07 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 87.85 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

II-LES ELEMENTS DE L'INFRA STRUCTURE :

Ferraillage des portiques :

1. Ferraillage des poutres :

a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, ce qui nous amène à faire un calcul en flexion composée et comme l'effort normal dans les poutres est très faible ; On résulte que le calcul se fera en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $S_{p2}=0,8G \pm E.$
 $S_{p2}=G+Q \pm E.$ \Rightarrow Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Pour une situation courante : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

b- Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- La section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% (bxh)$
- La section d'armature maximale: $A_{max1}=4\% (bxh)$ (Zone courante)

$$A_{max2}=6\% (bxh) \text{ (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments maximum en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant du 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Moments maximums des Poutres principales de rive (40x70):

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport	Moments de calcul (t.m)	T max (t)
		M1	M2	M1/M2		
S.SOL1	Appuis	10,61	8,28	0,78	10,61	20,81
	Travées	28,68	32,44	1,13		
S.SOL2	Appuis	10,72	8,20	0,76	10,72	20,62
	Travées	28,32	29,97	1,06		

Moments maximums des Poutres principales intermédiaires (40x70):

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport	Moments de calcul (t.m)	T max (t)
		M1	M2	M1/M2		
S.SOL1	Appuis	16,08	11,61	0,72	16,08	35,02
	Travées	65,67	62,27	0,95		
S.SOL2	Appuis	15,49	11,19	0,72	15,49	31,50
	Travées	52,55	46,55	0,89		

Moments maximums des poutres secondaires de rive (40x50) :

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport	Moments de calcul (t.m)	T max (t)
		M1	M2	M1/M2		
S.SOL1	Appuis	6,19	4,78	0,77	6,19	9,58
	Travées	8,49	11,43	1,35		
S.SOL2	Appuis	6,00	4,58	0,76	6,00	11,97
	Travées	10,06	11,97	1,19		

Moments maximums des poutres secondaires intermédiaires (40x50) :

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport	Moments de calcul (t.m)	T max (t)
		M1	M2	M1/M2		
S.SOL1	Appuis	8,75	14,68	1,68	14,68	24,62
	Travées	23,88	24,18	1,01		
S.SOL2	Appuis	12,99	17,21	1,32	17,21	28,84
	Travées	18,70	17,85	0,95		

1.1.Exemple de calcul (Poutre Sous-sol 1) :**1.1.1. Poutres principales intermédiaires (40x70) cm² :****Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 40 \times 70 / 100 = \mathbf{14,00\text{cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 40 \times 70 / 100 = \mathbf{112 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 40 \times 70 / 100 = \mathbf{168 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 65,67 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 62,27 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,95 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

La largeur de la poutre $b = 40\text{cm}$.

La hauteur de la section $ht = 70\text{cm}$.

La hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 63 \text{ cm}$

La fissuration est non préjudiciable

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{65,67 \times 10^2}{40 \times (63)^2 \times 14,17 \times 10^{-2}} = 0,292 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,292}}{0,8} = 0,444$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 63(1 - 0,4 \times 0,444) = 51,82 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{65,67 \times 10^2}{51,82 \times 348 \times 10^{-2}} = 36,42 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 16,08 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 11,61 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,72 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{16,08 \times 10^2}{40 \times (63)^2 \times 14,17 \times 10^{-2}} = 0,071 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}}{0,8} = 0,093$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 63(1 - 0,4 \times 0,093) = 60,66 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{16,08 \times 10^2}{60,66 \times 348 \times 10^{-2}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

1.1.2. Poutres secondaires intermédiaires (40x50) cm² :

Armature longitudinale :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{10,00 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{80,00 \text{ cm}^2} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 40 \times 50 / 100 = \mathbf{120,00 \text{ cm}^2} \text{ (en zone de recouvrement).}$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 23,88 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 24,18 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,01 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

La largeur de la poutre $b = 40 \text{ cm}$.

La hauteur de la section $ht = 40 \text{ cm}$.

La hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times ht = 45 \text{ cm}$

La fissuration est non préjudiciable

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{23,88 \times 10^2}{40 \times (45)^2 \times 14,17 \times 10^{-2}} = 0,208 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,208}}{0,8} = 0,295$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 45(1 - 0,4 \times 0,295) = 39,69 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{23,88 \times 10^2}{39,69 \times 348 \times 10^{-2}} = 17,29 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 8,75 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 14,68 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 1,68 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{14,68 \times 10^2}{40 \times (45)^2 \times 18,48 \times 10^{-2}} = 0,098 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}}{0,8} = 0,129$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 45(1 - 0,4 \times 0,129) = 42,67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{14,68 \times 10^2}{60,66 \times 400 \times 10^{-2}} = 8,60 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci-dessous regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive (40x70):

Etages	Position	Moments de Calcul (t.m)	As(calculé) Cm ²	As(min) Cm ²	Choix	As Cm ²
S.SOL1	Appuis	10,61	4,97	14,00	4T16 fil	8,04
	Travées	28,68	14,08		4T16 fil+ 4T14renfort	14,20
S.SOL2	Appuis	10,72	5,02	14,00	4T16 fil	8,04
	Travées	28,32	13,89		4T16 fil+ 4T14renfort	14,20

Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires (40x70) :

Etages	Position	Moments de Calcul (t.m)	As(calculé) Cm ²	As(min) Cm ²	Choix	As Cm ²
S.SOL1	Appuis	16,08	7,62	14,00	4T20 fil	12,56
	Travées	65,67	36,42		4T20 fil+ 2x4T20renfort	37,68
S.SOL2	Appuis	15,49	7,34	14,00	4T16 fil	8,04
	Travées	52,55	27,87		4T16 fil+(4T16+4T20) renf	28,64

Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive (40x50) :

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé) Cm ²	As(min) Cm ²	Choix	As Cm ²
S.SOL1	Appuis	6,19	4,07	10	3T16 fil	6,03
	Travées	11,43	6,58		3T16 fil + 2T14renfort	9,11
S.SOL2	Appuis	6,00	3,94	10	3T16 fil	6,03
	Travées	11,97	6,90		3T16 fil + 2T14renfort	9,11

Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (40x50) :

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé) Cm ²	As(min) Cm ²	Choix	As Cm ²
S.SOL1	Appuis	14,68	8,54	10	3T16 fil + 2T14 chapeau	9,11
	Travées	23,88	17,37		3T16 fil + 2x3T16 renfort	18,09
S.SOL2	Appuis	17,21	10,10	10	3T16 fil + 3T14 chapeau	10,65
	Travées	17,85	12,50		3T16 fil + 2x3T16 renfort	3,39

1.2. Vérifications :

1.2.1. Poutres principales (40x70) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dx ft_{28}/f_e = 0,23 \times 40 \times 63 \times 2,1/400 = 3,04 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bx d) = 35,02 \times 10^4 / (40 \times 63) \times 10^2 = 1,39 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1,39 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

1.2.2. Poutres secondaires (40x50) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dx ft_{28}/f_e = 0,23 \times 40 \times 45 \times 2,1/400 = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bx d) = 24,62 \times 10^4 / (40 \times 45) \times 10^2 = 1,37 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1,37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

1.2.3. Calcul les armatures transversales poutres principales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (20,40 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (56,70 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (17,5 ; 24 ; 30\text{cm})$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 35\text{cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration est non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,39 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 40}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,165 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,70 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,70 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,70 \times b}{fe} = \frac{0,70 \times 40}{235} = 0,119 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,119 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

1.2.4. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 2,0 \times 400 / (4 \times 2,84) = 70,42 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon de : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 2,0 = 11 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 63 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 44,20 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,14 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 2,0 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 44,0 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,25 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } l = 80 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 34,20 \text{ t.m}$$

$$A_u = 14,20 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 20 y^2 + 213 y - 13419 = 0 \Rightarrow y = 21,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d-y)^2 = 499196,95 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{34,20 \times 10^7}{499196,95 \times 10^4} \times 21,12 \times 10 = 14,47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,47 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 34,20 \text{ t.m}$, $M_0 = 42,75 \text{ t.m}$ (à l'ELS)

$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,088 > 0,0625$ condition vérifiée.
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,088 > 0,080$ condition vérifiée.
- $A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,003 < 0,011$ condition vérifiée.

De ce fait , le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Résumé de ferrailage des poutres principale et secondaires :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est représenté dans les tableaux suivants

Tableau : VII.9.Ferrailage des poutres principales de rive (40 x 70)

Niveaux	En Appuis	En Travées
S-Sol 1		
S-Sol 2		

Tableau :VII.10.Ferrailage des poutres principales intermédiaires : (40 x 70)

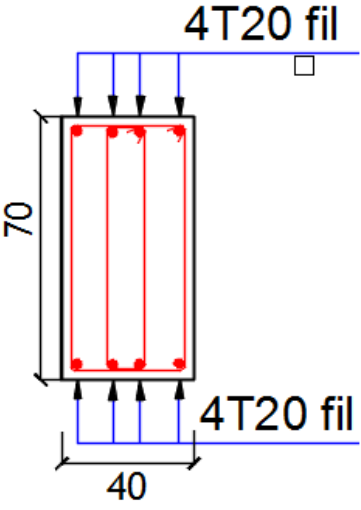
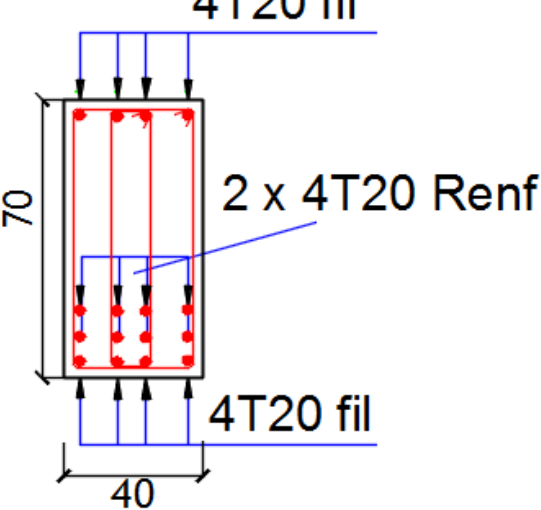
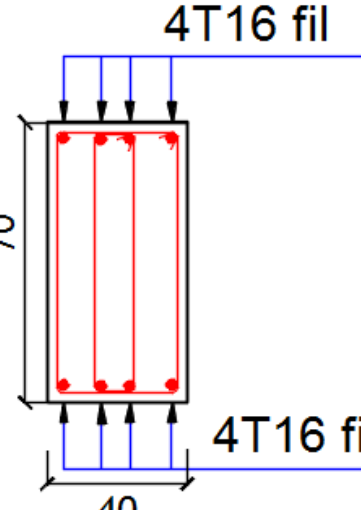
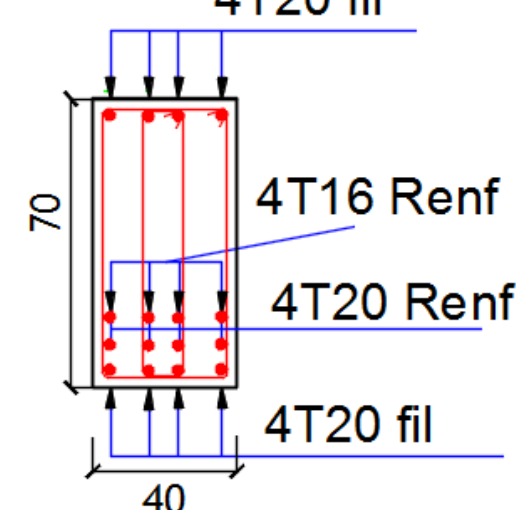
Niveaux	En Appuis	En Travées
S-Sol 1	 <p>4T20 fil</p> <p>70</p> <p>40</p> <p>4T20 fil</p>	 <p>4T20 fil</p> <p>70</p> <p>2 x 4T20 Renf</p> <p>40</p> <p>4T20 fil</p>
S-Sol 2	 <p>4T16 fil</p> <p>70</p> <p>40</p> <p>4T16 fil</p>	 <p>4T20 fil</p> <p>70</p> <p>4T16 Renf</p> <p>4T20 Renf</p> <p>40</p> <p>4T20 fil</p>

Tableau :VII.11.Ferraillage des chaînages de rive : (40 x 50)

Niveaux	En Appuis	En Travées
S-Sol 1		
S-Sol 2		

Tableau :VII.12.Ferraillage des chaînages intermédiaires :

Niveaux	En Appuis	En Travées
S-Sol 1		
S-Sol 2		

2. Ferrailage des poteaux :

a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

- 1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q \dots\dots\dots (N_{max} ; M_{corresp}) \longrightarrow A_1$
- 2^{ème} Genre : $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{min} ; M_{corresp}) \longrightarrow A_2 \\ G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (M_{max} ; N_{corresp}) \longrightarrow A_3 \end{array} \right.$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on $\dots\dots\dots$ (

Pour la situation accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Pour la situation courante $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

b.Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
 Le pourcentage minimum des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (en zone IIa)
 Le pourcentage maximum des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.
 Le diamètre minimum est de **12 mm**
 La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)
 La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
 Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

poteaux	A_{min}=0,8 %xS	A_{max1}=4%xS	A_{max2}=6%xS
Poteau sous-sol-1- (80x100) cm ²	64,00	320,00	480,00
Poteau sous-sol-2- (80x100) cm ²	64,00	320,00	480,00

2.1. Exemple de calcul :**Poteaux Sous-sol (80 x 100) cm² :****Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :**

$$N_{\max}=1541,08t \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 9,22t.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1541,08(0,90 - 1,00/2 + 0,6) = 1541,08t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1541,08t < 918,2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ M_u = 1541,8 \text{ t.m} < 1076,85t.m \dots\dots \text{non Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc}.b.h^2$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,9 - 0,1) \times 1541,08 - 1541,08 = 1232,86t.m$$

$$(0,337 h - 0,81c)f_{bc}.b.h^2 = (0,337 \times 0,90 - 0,81 \times 0,1) \times 14,17 \times 10^2 \times 0,80 \times 1,0^2 = 290,20t.m$$

$$(d-c)N_u - M_u = \mathbf{1232,86t.m} \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc}.b.h^2 = \mathbf{29,20t.m} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc la section est entièrement comprimée.

Combinaison de 2^{ème} genre (G+Q±E):

$$M_{\max}=44,26t.m \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 389,56t$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,114 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 200,23t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 389,56t < 918,2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 200,23t.m < 245,08t.m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, ce qui implique que la section est surabondante, de ce fait les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,80 G±E):

$$N_{\min} = -80,12t.m \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 17,68t$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,221 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 49,75t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 80,12 \text{ t} < 918,2 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 67,64 \text{ t.m} < 245,08 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, ce qui implique que la section est surabondante, de ce fait les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est la maximale entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc : $A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min(RPA)})$ Pour une section de béton (80x100) cm^2

$A_{\min(R.P.A)} = 56 \text{ cm}^2$

$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min(RPA)}) = \max (0,00; 0,00 ; 0,00 ; 56,00) = \mathbf{56,00 \text{ cm}^2}$

On adopte **20 T 20 = 62,80 cm^2**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$T_{\max} = 37,58 \text{ t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 37,58 \times 10^{-2} / (0,8 \times 0,9) = 0,52 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,52 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi_l / 3$

$\Phi_t = 20 / 3$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h_1 : la hauteur totale de la section brute

- f_e : la contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : le coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5

dans le cas contraire.

- S_t : l'espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15\varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : la longueur de flambement du poteau.

b : la dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 3,50 / 0,5 = 3,06$$

$$\lambda_g = 3,06 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,5$$

Donc :
$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0,1 \times 3,5 \times 37,58}{1 \times 235 \times 10^{-2}} = 5,58 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3,06 < 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

Alors :
$$\begin{cases} \text{en zone nodale : } & A_t = 0,003 \times 10 \times 80 = 2,40 \text{ cm}^2 \\ \text{En zone courante : } & A_t = 0,003 \times 15 \times 80 = 3,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux du sous-sol : **6T10** soit **S = 4,68 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :
$$\frac{6,24 \times 400}{80 \times 15} = 0,52 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Zone nodale :
$$\frac{6,24 \times 400}{80 \times 10} = 0,78 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

02 U superposés



Les nœuds dans une construction quelconques, c'est les points les plus critiques que les règles parasismiques algériennes l'accordent une très grande importance afin d'éviter leur éclatement ; De ce fait on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 07 cadres par nœud.

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement :

Etages	Efforts	Valeur en t.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
S.SOL1	N _{max}	1454	0,00	56,00	20T20	62,80
	M _{corr}	27,24				
	N _{min}	1,21	0,00			
	M _{corr}	6,11				
	M _{max}	58,34	0,63			
	N _{corr}	128,17				
S.SOL2	N _{max}	1541,29	0,00	56,00	20T20	62,80
	M _{corr}	9,32				
	N _{min}	01,10	0,00			
	M _{corr}	9,49				
	M _{max}	20,02	0,00			
	N _{corr}	53,30				

Ferrailages des poteaux : (80 x 100)

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
S-Sol 1		
S-Sol 2		

3-Ferraillage des voiles :

1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur ; Ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse)
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale.

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il y a lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximum dans la section d'encastrement.

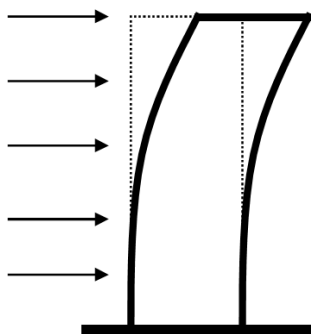


Figure :VII.1.Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou du trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons

suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est la méthode des contraintes.

2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : l'effort normal appliqué.

M : le moment fléchissant appliqué.

A : la section du voile.

V : la distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : le moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3. Armatures verticales :

Elles sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le **1/10** de l'épaisseur du voile.

4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

5. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir avec une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

6. Exemple de calcul :**Voile V4 (RDC):****6.1. Détermination des contraintes :****Combinaison :(G + Q ± E) :**

$$A = 3,35 \text{ m}^2$$

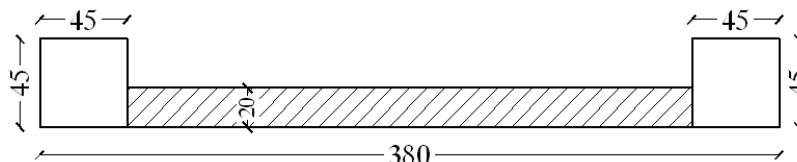
$$I = 32,88 \text{ m}^4$$

$$V = 1,45 \text{ m}$$

$$N = 3253,36 \text{ t}$$

$$M = 10442,26 \text{ t.m}$$

$$T = 955,82 \text{ t}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{3253,36}{3,35} \times 10^{-2} + \frac{10442,26 \times 4,5}{32,88} \times 10^{-2} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{3253,36}{3,35} \times 10^{-2} - \frac{10442,26 \times 4,5}{32,88} \times 10^{-2} = -4,58 \text{ MPa}$$

On a: (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on Calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

6.2. Calcul des armatures verticales (0,8G ± E):

$$N = 2806,13 \text{ t}$$

$$M = 8520,64 \text{ t.m}$$

$$T = 127,43 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{2806,13}{3,35} \times 10^{-2} + \frac{8520,64 \times 4,5}{32,88} \times 10^{-2} = 20,04 \text{ MPa}$$

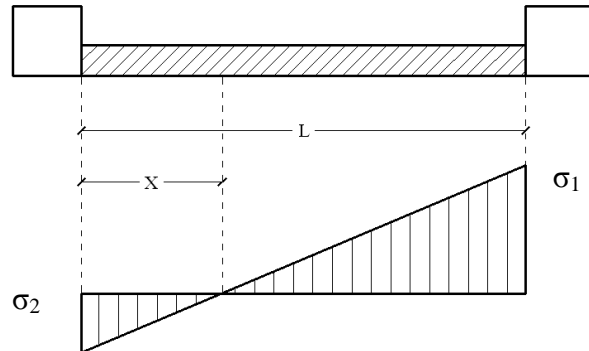
$$\sigma_2 = \frac{2806,13}{3,35} \times 10^{-2} - \frac{8520,64 \times 4,5}{32,88} \times 10^{-2} = -3,28 \text{ MPa}$$

6.2.1. Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{3,28}{20,04 + 3,28} \times 9,00$$

$$\Rightarrow X = 1,27 \text{ m}$$



6.3. Ferrailage :

6.3.1. Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 3,28 \times 10^2 \times 0,25 \times \frac{1,27}{2} = 52,07 \text{ t}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{52,07}{400} \times 10^2 = 13,02 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{13,02 \times 100}{127} = 10,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 127,43}{400 \times 10^2} = 49,06 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{49,06 \times 100}{900} = 5,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 10,25 + 5,45 = 15,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6.3.2. Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 25 \times 900 = 45,00 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{45,00 \times 100}{900} = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 250$$

$$D \leq 25 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 16 mm**

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{50, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{37,5, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 15 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

Choix d'aciers verticaux :

On adopte deux nappes en **2(6 T 14 /ml)** soit **As = 18,48 cm²/ml**

6.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec ;

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 127,43}{0,25 \times 9 \times 0,9} \times 10^{-2} = 0,881 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,881 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

6.2.5. Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3 \times (2806,13 / 0,25 \times 9,00)}{25 \times 10^2} = 2,49$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(0,881 \times 10^2 - 0,3 \times 2,1 \times 10^2 \times 2,49) \times 0,25}{0,8 \times 400 \times 10^2 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,001 \text{ cm}$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 0,881 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s=5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,001 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.2.6. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ;

on prend donc **4φ 6 par m²**.

Disposition des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

7. Ferrailage des linteaux :**7.1. Introduction :**

L'importance du voile de contreventement dans un système structural c'est de reprendre la majorité des efforts horizontaux grâce à leur géométrie (inertie), donc la présence des ouvertures au niveau des voiles menace la rigidité d'élément, à cet effet la zone au-dessus du voile doit être renforcée par ce qu'on appelle (linteau)

Les linteaux sont des poutres courtes encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile au niveau des ouvertures.

7.2. Sollicitation des linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, et reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et au charge d'exploitation ainsi l'action du séisme

$$M=158,76t.m$$

$$T=75,07t$$

7.3. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 62,07}{0,25 \times 0,80 \times 0,9} \times 10^{-2} = 4,82 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,20 \times 25 = 5,0 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

7.4. Ferrailages des linteaux :

$$\tau_b = 4,56 \text{ Mpa} \leq 0,06f_{c28} = 1,50 \text{ Mpa}$$

D'après les règles parasismiques algériennes dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_c \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{L} = \frac{0,64}{1,2} = 0,533$$

et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration)

$$\Rightarrow A_D = \frac{62,02}{2 \times 400 \times 0,533} \times 10^2 = 14,54 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

On a pour : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

La section minimale:

$$A_D \geq 0,0015.b.h = \mathbf{3,00 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On adopte pour des armatures diagonales en **8T16 (S=16,08 cm²)**

Ferrailage minimum réglementaires :

a- armatures longitudinales :

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015.b.h = 0,0015 \times 25 \times 80 = \mathbf{3,00 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On adopte pour des armatures longitudinales **2T14 (S=3,08 cm²)**

b- armatures transversales :

On a : $S_t = h/4 = 80/4 = 20,0 \text{ cm}$; soit: $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$\text{-pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t > 0,0025.b.S_t = 0,0025 \times 25 \times 10 = \mathbf{0,625 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On adopte pour des armatures transversales en **1T10/face (S=0,79 cm²)** avec un espacement de 10 cm.

c- armatures de peau :

Les armatures longitudinales de peau A_c , en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à : 0,2%.

$$A_c \geq 0,0020.b.h = 0,0020 \times 25 \times 80 = \mathbf{4,00 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On peut adopter comme armatures de peau deux nappes

en **3T14 (S=4,62 cm²)**

mais comme les armatures transversales des trumeaux

sont en T12/20cm a cet effet et de raison de facilité l'exécution

et le façonnage des aciers on adopte **2T12 (S=2,26 cm²)**

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES DES ELEMENTS**1 -Introduction :**

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

2-Fonctionnement des assemblages : Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Caractéristiques des boulons sont :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII-1 : Caractéristiques des boulons

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

C) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

D) Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

E) Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ 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.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

-3-Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

4- Calcul des assemblages :

4-1 Assemblage poteau poutre :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (**HEA400**) et un poteau (**HEB700**).

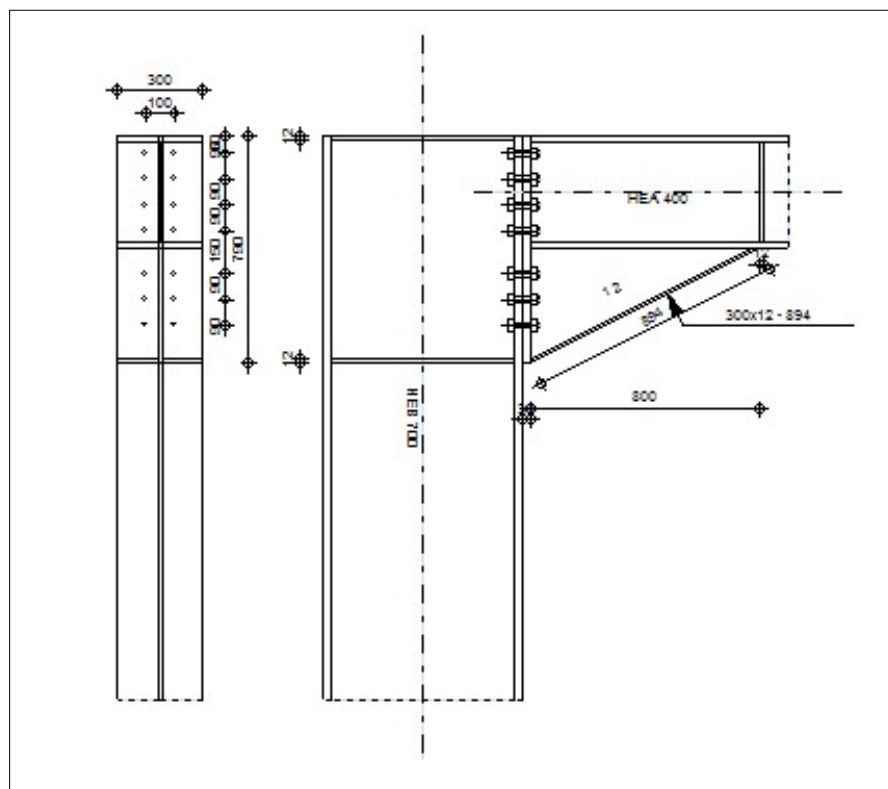
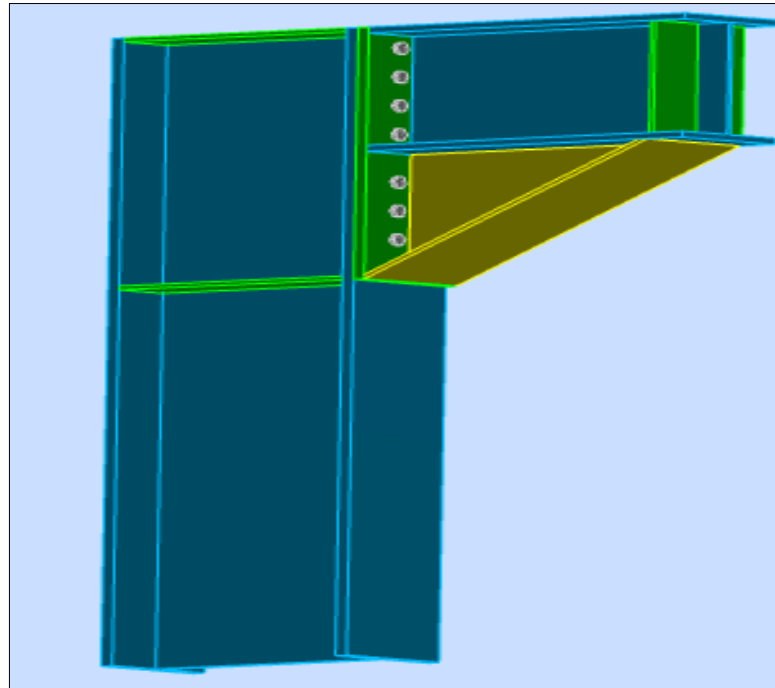


Figure VIII-1 : Assemblage poteau poutre

4-1-1-les charges :

selon le logiciel de calcul , On calculera l'assemblage le plus sollicité

Efforts Etat limite service :

$M_{b1,Ed,ser} = 42,52 \text{ t.m}$ Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed,ser} = 28,42 \text{ t}$ Effort tranchant dans la poutre droite E

Efforts Etat limite ultime :

$M_{b1,Ed} = 42,52 \text{ t.m}$ Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 28,42 \text{ t}$ Effort tranchant dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 6,15 \text{ t.m}$ Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{b2,Ed} = 9,45 \text{ t}$ Effort tranchant dans la poutre gauche

$M_{c1,Ed} = 14,30 \text{ t.m}$ Moment fléchissant dans le poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 5,25 \text{ t}$ Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -469,22 \text{ t}$ Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = -1,84 \text{ t}$ Moment fléchissant dans le poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = 16,11 \text{ t}$ Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = -431,17 \text{ t}$ Effort axial dans le poteau supérieur

4-1-2 Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$t \leq 10 \text{ mm}$	$d = (12 ; 14) \text{ mm}$
$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$	$d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
$t \geq 25 \text{ mm}$	$d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 30 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 20 \text{ mm}$ classe **HR10 . 9**

4-1-3 Disposition des boulons :

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $\text{Ø}16$ à $\text{Ø}24$

$d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$ tel que d_0 : diamètre du trou.

4-1-4 Distance entre axe des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0; p_1 \geq 2.2d_0$$

$$e_2 \geq 1.5d_0; p_2 \geq 3d_0$$

$$e_1 \geq 26,40; p_1 \geq 48,40$$

$$e_2 \geq 33; p_2 \geq 66$$

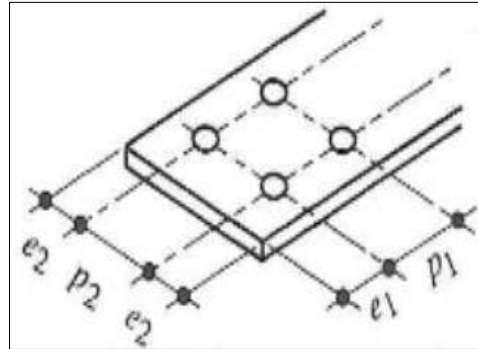


Figure VIII-2 : Disposition des boulons

On prend :

$$e_1 = 90\text{mm}; p_1 = 90\text{mm}$$

$$e_2 = 100\text{mm}; p_2 = 100\text{mm}$$

4-1-5 Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3rangées supérieures des boulons

$$d_1=330\text{mm} ; d_2=420\text{mm} ; d_3=545\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0.33)^2 + (0.42)^2 + (0.51)^2 = 0.545\text{m}^2 \text{ et } N_i = \frac{M_e \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{42,52 \times 0.33}{0.545} = 25,75\text{t}$$

$$N_1 = \frac{42,52 \times 0.42}{0.545} = 32,77\text{t}$$

$$N_1 = \frac{42,52 \times 0.33}{0.545} = 39,79\text{t}$$

4-1-6 Les vérifications

1- Vérification de Dimensionnement des boulons :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$N_1 \leq n \times F_p \text{ AVEC : } F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.6 \times f_{ub} \times n} = \frac{25,75 \times 10^4}{0.6 \times 1000 \times 2} = 214,58 \text{ mm}^2$$

Donc le boulon $\phi = 20$ mm classe HR10.9 vérifier les conditions de la résistance

Section nominale du boulon $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie filetée $A_s = 245 \text{ mm}^2$

2- Vérification à la résistance de l'assemblage sous moment résistant :

Il faut vérifier que

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n:est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

Calcul l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 20 mm

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 1000 \text{ N / mm}^2$$

$$F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s = 0.6 \times 1000 \times 245 \times 10^{-4} = 14,7 \text{ t}$$

Pour un boulon

Et $14,70 \times 2 = 29,40$ pour chaque ranger

$$M_R = \frac{29,40 \times 0.545}{0.33} = 48,55 \text{ t.m}$$

$$M_R = 48,55 \text{ t.m} \geq M_{Sd} = 42,52 \text{ t.m} \text{ -----Condition vérifiée}$$

3-Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant (vérification au glissement) :

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{Sd} \leq F_{s.Rd}$$

V_{Sd} : Effort tranchant de calcul par boulon

F_{SRd} : est la résistance de calcul au glissement d'un boulon précontrainte à haute résistance, Elle doit être prise égale à :

$$F_{srd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd}$$

F_{pCd} : est la précontrainte de calcul

$\mu=0.3$ coefficient de frottement

$m=1$ un plan de frottement

$K_s=1.0$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$\gamma_{MS}=1.25$

$$F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s = 0.6 \times 1000 \times 10^{-4} \times 245 = 14,7t$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times 14,70}{1.25} = 3,53t$$

$$V_{Sd} = \frac{28,42}{14} = 2,03t$$

$$V_{Sd} = 2,03 \leq F_{sRd} = 3,53t \text{ -----Condition vérifiée}$$

4- Vérification au cisaillement V_{Sd} et à la traction N_{Sd} :

Il faut vérifier que :

$$V_{Sd} \leq F_{sRd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu (F_{p.Cd} - 0.8 N_{.sd})}{\gamma_{M_s}}$$

Avec : μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s=1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$\gamma_{MS}=1.25$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{25,75}{2} = 12,86t$$

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (14,70 - 0.8 \times 12,86)}{1.25} = 2,11t$$

$$V_{Sd} = 2,03t \leq F_{sRd} = 2,11t \text{ -----Condition vérifiée}$$

5- Vérification aux poinçonnements :

Il faut vérifier que : $B_{prd.} \succ F_{t.sd.}$

$$B_{prd.} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{M_0}}$$

$$B_{prd.} = 0.6 \times 3.14 \times 20,0 \times 30,0 \times \frac{1000}{1.25} \times 10^{-4} = 90,43$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{25,75}{2} = 12,86t$$

$$B_{prd.} = 90,43t \succ F_{t.sd.} = 12,86t \text{ -----Condition vérifiée}$$

6- Vérification à la pression diamétrale :

On doit vérifier que

$$V_{..Sd} \leq F_{b.rd} \text{ Dou : } F_{b.Rd} = \frac{2.5\alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_0}}$$

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{90}{66}, \frac{90}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = \min(1,36; 1,11; 1,11) = 1,11$$

$$F_{b.rd} = 2.5 \times 1,11 \times 20 \times 30 \times \frac{1000}{1.25} \times 10^{-4} = 133,2t$$

$$V_{Sd} = 2,03t \leq F_{bRd} = 133,2t \text{ -----Condition vérifiée}$$

7- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v. \leq F_{t.Rd.} \text{ et } F_{t.Rd.} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$F_{t,Rd}$ = résistance de l'âme du poteau à la traction

T_{wc} = épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe rangées des boulons (p=90mm)

$$F_{t.Rd.} = 17 \times 90 \frac{235}{1.1} \times 10^{-4} = 32,69t$$

$$F_v. = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{14,30}{0,7 - 0,032} = 21,41t$$

$$F_v. = 21,41t \prec F_{t.Rd.} = 32,69t \text{ -----Condition vérifiée}$$

8- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{Sd} \leq F_{c.Rd}$$

Lorsque $\sigma_{c.Sd} \leq 0.7 f_y \rightarrow k_c=1.0$

Lorsque $\sigma_{c.Sd} \geq 0.7 f_y \rightarrow k_c=1.7 - \sigma_{c.Sd}/f_y$

$\sigma_{c.Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_{el.y}}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \left(\frac{28,42}{306,4} + \frac{14,30}{6480} \right) \times 10^2 = 9,49 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{c.Sd} = 9,49 \text{ Mpa} \leq 0.7 f_y = 164,5 \text{ Mpa} \rightarrow k_c=1.0$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 5 \sqrt{2} + 5(32 + 21) + 2 \times 30 = 358,14 \text{ mm}$$

$t_p = 30 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité

t_{fb} = épaisseur semelle poutre .

t_{fc} = épaisseur semelle poteau .

t_p = épaisseur platine d'extrémité.

r_c = rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

a_p = épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \Rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

Élancement réduit de la partie efficace de l'âme

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{358,14 \times 582 \times 235}{2.1 \times 10^5 \times 32^2}} = 0,445 < 0.72 \Rightarrow \rho = 1,0$$

$$F_{c.Rd.} = \frac{k_c \rho b_{eff} \cdot t_{wc} f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$F_{c.Rd.} = \frac{1,0 \times 1,0 \times 358,14 \times 17 \times 235}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{358,14}{700}\right)^2\right)}} \times 10^{-4} = 112,35t$$

$$N_{sd.} = \sum N_i = 25,75 + 32,77 + 39,79 = 98,31$$

$$N_{sd.} = 98,31t \leq F_{c.Rd.} = 112,35t \text{ -----Condition vérifiée}$$

9- Vérification à la résistance de l âme du poteau dans la zone cisillée :

On doit vérifier que :

$$F_V. \leq F_{V.Rd.}$$

$$F_{V.Rd.} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_{V.Rd.} = 0.58 \times 235 \times 700 \times \frac{17}{1.1} \times 10^{-4} = 147,45t$$

L'effort de cisaillement :

$$F_V. = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{42,52}{700 - 32} \times 10^3 = 68,14t$$

$$F_V. = 68,14t \leq F_{V.Rd.} = 147,45t$$

Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure l'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

Epaisseur de la platine

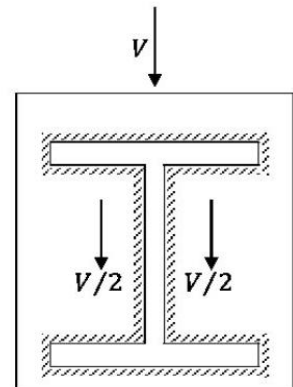
Soit $t_{pr}=30$ mm

Gorge reliant l âme

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 17 \text{ mm} \rightarrow a=4\text{mm}$$

Gorge reliant la semelle

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 13.5 \text{ mm} \rightarrow a=6\text{mm}$$



Distribution des effort sur les différents cordons :

Cordon âme platine : Chaque cordon reprend : $v/2=28,42/2=14,21t$

Cordon semelle : $L=2b-t_w=600-11=589\text{ mm}$

$$N=M/L=42,52/0,589=72,19t$$

$$\text{Vérification Cordon semelle platine : } L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u}$$

β_w =Coefficient de corrélation =0.8

γ_{mw} =Coefficient de sécurité=1.25

f_u : Valeur normal de la résistance =360MPa

$$L = \left(\frac{72,19 \times 10^4 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{6 \times 360} \right) = 578,87\text{ mm}$$

$$L = 589\text{ mm} > 578,87\text{ mm} \text{ -----Condition vérifiée}$$

11- vérification pour l'ensemble des assemblages par le logiciel ROBOT :**Poteau**

Profilé: HEB 700

Barre N°: 119

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	700	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	32	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	306,38	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	256888,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Poutre

Profilé: HEA 400

Barre N°: 38

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	390	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21,59	[T]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	60	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 150; 90; 90	[mm]	

Platine

$h_p =$	790	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{yp} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance
------------	----------	---------------------	------------

Jarret inférieur

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	800	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	26,6	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance
-------------	----------	---------------------	------------

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance
-------------	----------	---------------------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance
-------------	----------	---------------------	------------

Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	380,97	[T]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	105,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	145,73	[T]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,19 < 1,00	vérifié (0,19)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	2561,80	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
-------------	---------	--------------------	---------------------------------	------------------------

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 61,39 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 4647,45 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 111,37 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 111,37 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 774 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 143,93 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 26,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 279 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,90 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 14056,34 \text{ [T/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 34,68 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 298,16 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,82 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 288,09 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 107,83 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 107,83 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 42,52 \text{ [T*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 6,15 \text{ [T*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 5,25 \text{ [T]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 16,11 \text{ [T]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 678 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 59,04 \text{ [T]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 137,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 137,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 778 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 1,84 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,26 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stil,Rd} = 0,26 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stil,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 176,11 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 17$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 391$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 137,10$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,91$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 16934,66$	[T/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,99$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 33,96$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 225,57$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 582$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,87$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,88$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 6,53$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 208,52$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 208,52$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 17$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 397$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 137,10$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,91$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 16934,66$	[T/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,99$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 33,96$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 227,30$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 582$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,88$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,88$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 6,53$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 209,39$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 209,39$ [T] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	20	-	100	-	90	125	159	125	159	153	102	102	102
2	20	-	100	-	90	125	205	125	205	180	90	90	90
3	20	-	100	-	90	125	205	125	205	180	90	90	90
4	20	-	100	-	120	125	205	125	205	240	120	120	120
5	20	-	100	-	120	125	205	125	205	240	120	120	120
6	20	-	100	-	90	125	205	125	205	180	90	90	90
7	20	-	100	-	90	125	159	125	159	153	102	102	102

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	35	-	100	-	90	223	284	223	284	201	195	195	195
2	35	-	100	-	90	223	267	223	267	180	90	90	90
3	35	-	100	-	90	223	267	223	267	180	90	90	90
4	35	-	100	-	120	223	267	223	267	240	120	120	120
5	35	-	100	-	120	223	267	223	267	240	120	120	120

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
6	35	-	100	-	90	223	267	223	267	180	90	90	90
7	35	-	100	-	90	223	267	223	267	201	178	178	178

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 215,67 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 21,59 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 50,51 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \text{ – résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \text{ – résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \text{ – résistance de la platine fléchée à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \text{ – résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	43,17	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 43,17	43,17	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 50,16	50,16	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 43,17	43,17	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 58,71	58,71	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 101,03	101,03	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 205,88	205,88	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 208,52	208,52	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 143,93	143,93	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 107,83	107,83	Ame de la poutre - compression

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	723	43,17	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
2	633	32,01	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
3	543	15,44	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
4	453	12,88	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
5	303	4,33	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
6	213	-	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03
7	123	-	43,17	50,16	43,17	58,71	43,17	101,03

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 67,04 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,63 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,63)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v = 0,60$	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} = 0,93$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} = 17,07$ [T]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} = 21,59$ [T]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} = 44,66$ [T]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} = 43,31$ [T]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43,17	-0,00	43,17	27,38	27,38	18,67
2	43,17	-0,00	32,01	20,30	20,30	22,67
3	43,17	-0,00	15,44	9,79	9,79	28,61
4	43,17	-0,00	12,88	8,17	8,17	29,52
5	43,17	-0,00	4,33	2,75	2,75	32,58
6	43,17	-0,00	0,00	0,00	-0,00	34,14
7	43,17	-0,00	0,00	0,00	-0,00	34,14

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 200,33$$
 [T]

Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,14 < 1,00$$

vérifié

$$(0,14)$$

Résistance des soudures

$A_w = 190,65$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 81,12$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 109,53$ [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 109017,43$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 10661,69$ [T/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -10120,36$ [T/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 2594,31$ [T/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 21323,37 < 37219,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 20733,51 < 37219,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 10661,69 < 26798,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} = 4$ [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 14$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 20$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 87$ [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 5$ [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	38,77	2028,08
1	723	2	381	106	1	9,54	689,77
2	633	2	337	49	1	7,55	477,95
3	543	2	337	49	1	6,47	351,76
4	453	2	449	65	1	6,62	300,04
5	303	2	449	65	1	4,43	134,32
6	213	2	337	49	1	2,54	54,22
7	123	2	381	97	1	1,62	20,02

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$$

[6.3.3.1.(2)]

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} =$	523	[mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$				
$k_{eq} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} =$	137,10	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	0,86		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	523	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	12	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$			Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$				[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$	26536,55	[T*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu =$	1,00		Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$				[6.3.1.(4)]
$S_j =$	26536,55	[T*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.				
$S_{j,rig} =$	30159,94	[T*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	603,20	[T*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$			SEMI-RIGIDE	

4-2- Assemblage poutre-solive (Assemblage par double cornière)

Caractéristique des éléments d'assemblage : Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache. L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre maitresse

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :
 $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$, $f_y = 640 \text{ MPa}$ de section.

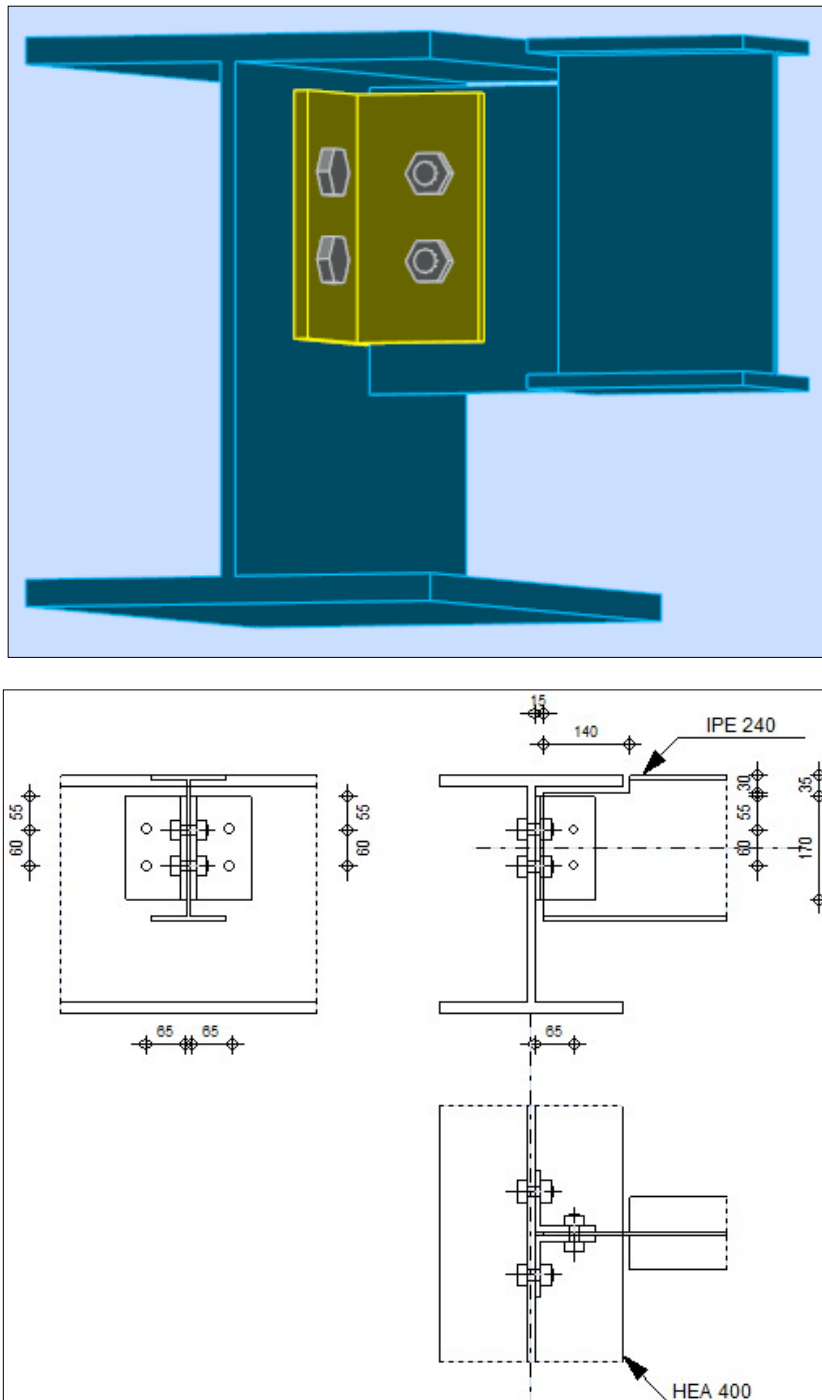


Figure VIII-3 : Assemblage poutre-solive

2-1- Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :

$$N \leq n \times F_p \text{ avec : } F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{N}{0.6 \times f_{ub} \times n} = \frac{4,19 \times 10^4}{0.6 \times 800 \times 2} = 43,65 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M18 Classe 8.8

Section résistance du boulon $A_s=192 \text{ mm}^2$

la disposition constructive des boulons**a) Condition de résistance des boulons :****Distance entre axe des boulons :**

Entre axe des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0; p_1 \geq 2.2d_0$$

$$e_2 \geq 1.5d_0;$$

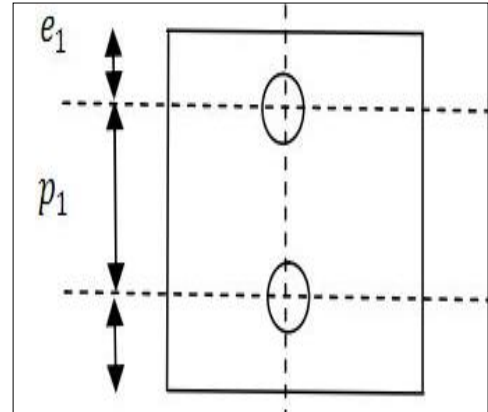


Figure VIII-4 : disposition constructive des boulons

Avec

d_0 : diamètre du trou

d_0 : $d + 2 \text{ mm}$ pour les boulons $\emptyset 16$ à $\emptyset 24$

$$e_1 \geq 1.2 \times 20 = 24 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 55 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2 \times 20 = 44 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 55 \text{ mm}$$

Vérification de la Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{M_s}}$$

Avec : μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s=1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$\gamma_{MS}=1.25$

n = nombre faces de frottement 1

$$F_{t.sd} = \frac{N}{2} = \frac{4,19}{2} = 2,09 \text{ t}$$

$$F_p = 0.6 \times f_{ub} \times A_s = 0.6 \times 800 \times 192 \times 10^{-4} = 9,22 \text{ t}$$

Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{4,19}{4} = 1,05t$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement - traction sollicitant

$$V_R = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (9,22 - 0,8 \times 2,09)}{1,25} = 1,81t$$

$$V_{VSd} = 1,05t \leq V_{VR} = 1,81t \text{ -----Condition vérifiée}$$

Vérification à la pression diamétrale :

On doit vérifier que

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd} \text{ D ou : } F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_0}}$$

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{55}{60}, \frac{60}{60} - \frac{1}{4}, \frac{800}{640}, 1\right) = \min(0,92; 0,75; 1,25; 1) = 0,92$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,92 \times 18 \times 11 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-4} = 29,15t$$

$$V_{Sd} = 1,81t \leq F_{b.Rd} = 29,15t \text{ -----Condition vérifiée.}$$

vérification pour l'ensemble des assemblages par le logiciel ROBOT :**Poutre principale**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 38

$\alpha = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g = 390$	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} = 300$	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} = 11$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} = 19$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g = 27$	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p = 158,98$	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} = 45069,40$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E24

 $f_{yg} = 23963,33$ [T/m²] Résistance de calcul $f_{ug} = 37219,64$ [T/m²] Résistance à la traction**Poutre**

Profilé: IPE 240

Barre N°: 259

$\alpha = 0,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b = 240$	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b = 120$	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 6$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 10$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

Profilé: IPE 240

$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 39,12$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 3891,63$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 23963,33$ [T/m²] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 37219,64$ [T/m²] Résistance à la traction

Encoche de la poutre

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 170$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER E24

$f_{yk} = 23963,33$ [T/m²] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 37219,64$ [T/m²] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 91774,46$ [T/m²] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 55$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 40788,65$ [T/m²] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 55$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 9: ELU (1+2)*1.35+3*1.50

$N_{b,Ed} = -0,00$ [T] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 4,19$ [T] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = -0,00$ [T*m] Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 11,21$ [T] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 12,69$ [T] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 14,74$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 11,05$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,58$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 7,82$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 10,05$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,14$ [T*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 1,05$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 2,38$ [T] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 2,38$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 1,05$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 2,60$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 7,82$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $\min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = 10,05$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|2,38| < 7,82$ **vérifié** (0,30)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|1,05| < 10,05$ **vérifié** (0,10)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $2,60 < 11,21$ **vérifié** (0,23)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,15$ [T*m] Moment fléchissant réel

$F_{t,Ed} = 2,46$ [T] Effort de traction dans le boulon extrême

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $2,46 < 12,69$ **vérifié** (0,19)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 2,60$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,37 < 1,00$ **vérifié** (0,37)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 7,87$ [T] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 6,84$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 6,36$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 15,44$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 20,51$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

cisaillement des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 0,30$ [T*m] Moment fléchissant réel

$F_{Vz} = 2,10$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Mx} = 4,92$ [T] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{x,Ed} = 4,92$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 2,10$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 5,35$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 6,84$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 6,36$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|4,92| < 6,84$ **vérifié** (0,72)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|2,10| < 6,36$ **vérifié** (0,33)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $5,35 < 7,87$ **vérifié** (0,68)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc

Cornière

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 16,05$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|2,10| < 16,05$ **vérifié** (0,13)

Poutre

$A_{nt} = 2,54$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,77$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 11,76$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|4,19| < 11,76$ **vérifié** (0,36)

Calcul de pied des de poteau :

Introduction : L'assemblage d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancrée par des tiges d'ancrage.

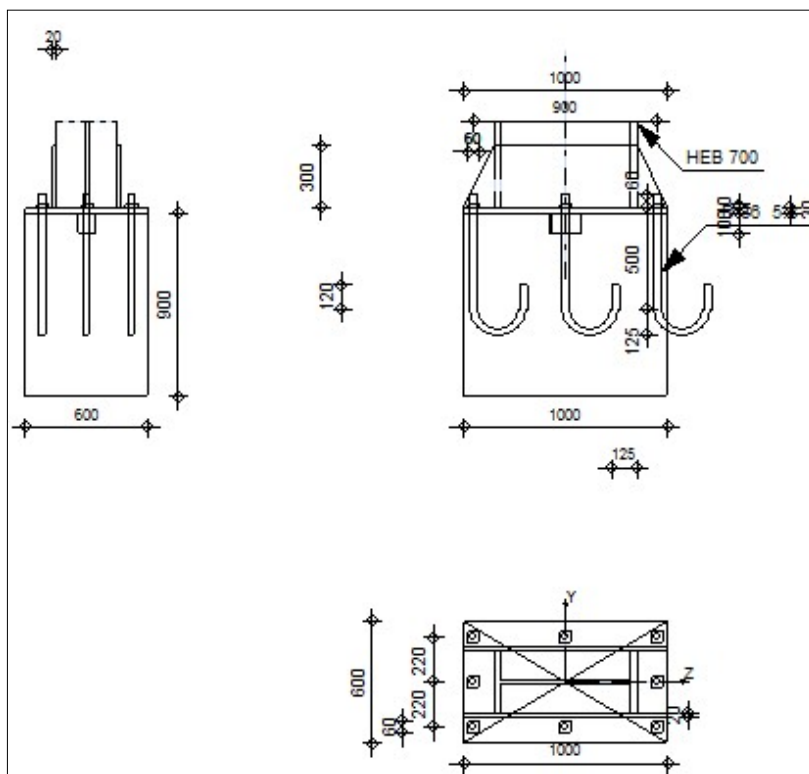
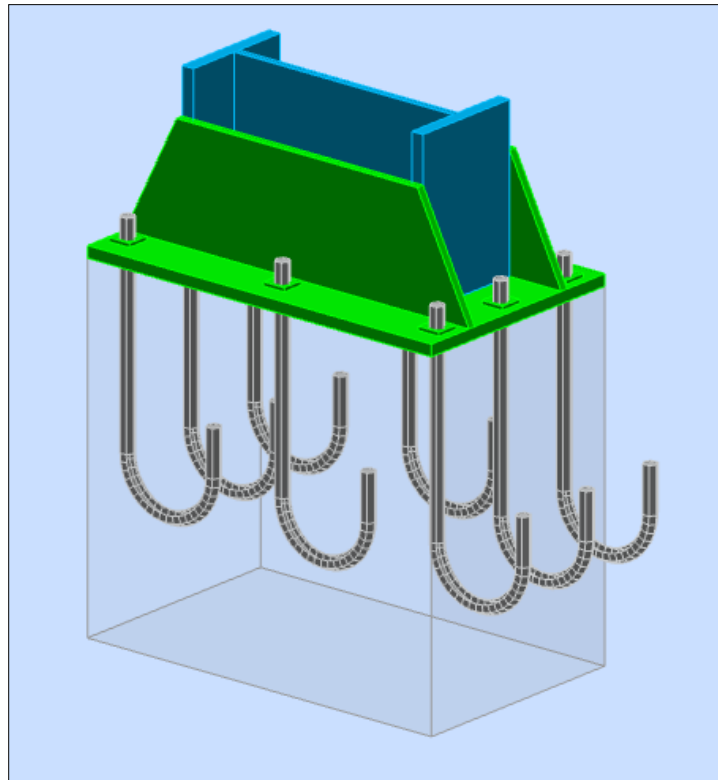


Figure VIII-4 : L'assemblage d'un pied de poteau

La platine d'extrémité :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure. Appliquée 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 la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou courbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

Hypothèse : Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Les poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement longitudinal et transversal. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Choix des cordons de soudures**Poteau HEB700**

($h=700 \text{ mm}$; $b=300 \text{ mm}$; $t_f=32 \text{ mm}$; $t_w=17 \text{ mm}$)

Cordon de semelle :

$A_s = 0.7t_f = 0.7 \times 32 = 22,40 \text{ mm}$ on prend $a_s = 23 \text{ mm}$

Cordon d'âme :

$a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 17 = 11,90 \text{ mm}$ on prend $a_d = 12 \text{ mm}$

$$b = h_p + 2c$$

h : la hauteur de la section

c : le débord, donné par :

$$c = (100; 150) \text{ mm}$$

On prend : $c = 150 \text{ mm}$

$$d \text{ ou } b = h + 2c = 700 + 2 \times 150 = 1000 \text{ mm}$$

$$a = b_p + 2c = 300 + 2 \times 150 = 600 \text{ mm}$$

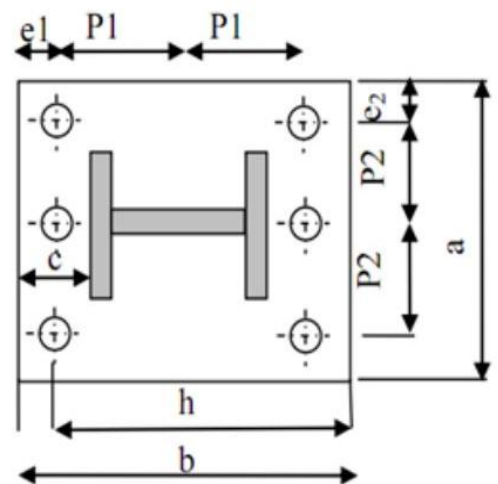


Figure VIII-5 : Les tiges d'ancrage

Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st}).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3h_0} = \left(\frac{33,53}{8} + \frac{15,24}{3 \times 540 \times 10^{-3}} \right) = 3,69t$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

h_0 : la distance entre la tige d'encrage et l'extrémité de la platine.

L'ancrage est réalisé par 8 tiges :

$$F \leq \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} f_y \Rightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \times f_y}}$$

$$\Rightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 3,69 \times 10^4}{3.14 \times 235}} = 14,13cm$$

On prend $\varnothing=36mm$

Soit des tiges d'ancrage de 36 mm de diamètre

Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante :

$$N_a \leq 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq F$$

$$\Rightarrow l_1 = 20\varnothing = 20 \times 36 = 720mm$$

$$\Rightarrow l_2 = 2\varnothing = 2 \times 36 = 720mm$$

$$\Rightarrow r = 3\varnothing = 3 \times 36 = 108mm$$

N_a : effort normal résistant d'une tige

g_c : Le dosage en ciment 350Kg /m³

d_1 : 10cm

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350 \times 10^{-5}}{1000} \right) \frac{36}{\left(1 + \frac{36}{10} \right)^2} (720 + 6,4 \times 108 + 3,5 \times 720) = 0,067t$$

$$N_a = 0,067t < N_{tige} = 3,69t \text{ -----Condition vérifiée.}$$

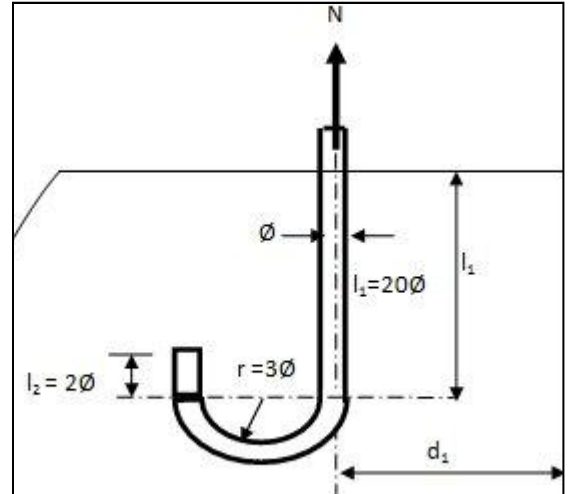


Figure VIII-6 : Le tige d'ancrage

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M}{N_C} = \frac{15,24}{33,53} \times 10^2 = 45,45 \text{ cm}$$

$$e = 45,45 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

On a e la section est entièrement comprimée, dans ce cas

ont vérifié uniquement la contrainte dans le béton.

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section est partiellement comprimée et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

La position de l'axe neutre élastique :

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

$$\text{Avec } A = \frac{3\pi \times R^2}{3} = \frac{3 \times 3.14 \times 36^2}{6} \times 10^{-2} = 20,35 \text{ cm}^2$$

A: aire de la section 3cm de tiges à gauche du poteau

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

l=120cm ; h=94 cm ; b=100 cm

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(120-94)h^2 + \frac{6 \times 20,35 \times 15 \times 120 \times h'}{100} - \frac{6 \times 20,35 \times 15 \times 120 \times 94}{100} = 0$$

$$h^3 + 78h^2 + 2197,8h' - 206593,2 = 0 \text{ donc } h' = 34,22 \text{ cm}$$

Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton

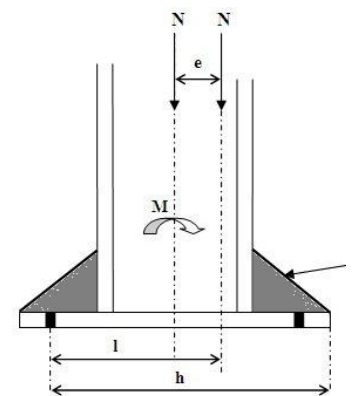
Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{ub} \quad f_{ub} = 14.2 \text{ MPa (Béton de classe 20/25)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times L}{b \times h' \times \left(h - \frac{h'}{3} \right)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 6,06 \times 10^4 \times 1200}{1000 \times 242,2 \times \left(940 - \frac{342,2}{3} \right)} = 0.73 \text{ MPa} \leq f_{ub} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.73 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \text{ -----Condition vérifiée.}$$



Vérification des contraintes dans l'acier :(des tiges tendues) :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \left(\frac{6,06 \times 10^4}{25,35 \times 10^2} \times \frac{1200 - 940 + \frac{342,2}{2}}{940 - \frac{342,2}{3}} \right) = 12,47 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**Vérification dans la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes

Situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un

Diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 10 \times 12,47 \times \frac{10}{2} \times 10^{-4} = 0,062 t.m$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{0,72}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-4} = 0,0024 t.m$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,062 - 0,0024 = 0,0596 t.m$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est :

$$\frac{I}{V} = \frac{(bt^3)/12}{(t/2)} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,0596 \times 10^4 \times 6}{235}} = 3,90 \text{ mm}$$

Contrainte de flexion dans section 2-2

Le même raisonnement on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 0,062 t.m \quad t \geq \sqrt{\frac{0,062 \times 10^4 \times 6}{235}} = 3,97 \text{ mm}$$

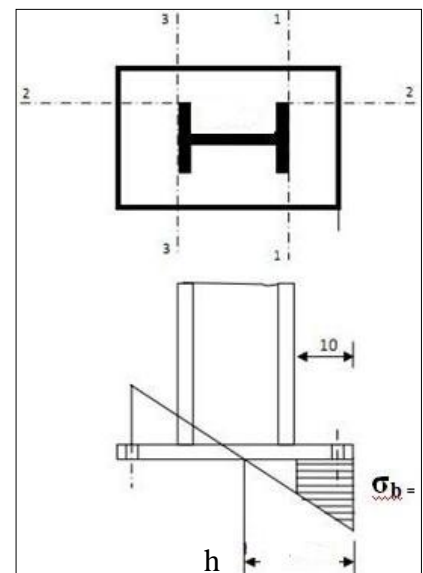
Contrainte de flexion dans section 3-3

Figure VIII-7 : la platine

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A\sigma_a = (20,35 \times 10^2 \times 12,47) \times 10^{-4} = 2,54t$$

$$M = 0.1 \times 2,54 = 0,254t.m$$

$$W_{el} = \frac{600t^2}{6}$$

Il faut vérifiée que :

$$\frac{0,254 \times 6}{600t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\left(\frac{6 \times 0,254}{600 \times 235}\right) \times 10^7} = 10,39mm$$

Conclusion : on prendra une platine d'épaisseur : $t = 20mm$.

Vérification de la bêche

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

Avec :

V : l'effort tranchant max ($v = 6,06 t$)

N : effort de compression max ($N = 33,53 t$)

$0,3 \times N = 10,05 > V \rightarrow$ la bêche est nécessaire.

Vérification pour l'ensemble des assemblages par le logiciel ROBOT :

Poteau

Profilé:		HEB 700
Barre N°:		95
$L_c =$	4,08 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	700 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	17 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	32 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	306,38 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	256888,00 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yc} =$	23963,33 [T/m ²]	Résistance
$f_{uc} =$	37219,64 [T/m ²]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	1000 [mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600 [mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30 [mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24	
$f_{ypd} =$	23963,33 [T/m ²]	Résistance
$f_{upd} =$	37219,64 [T/m ²]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	34670,35 [T/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	50985,81 [T/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 1359,62$ [T/m ²]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 906,41$ [T/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 89$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 210$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 478$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 1004,59$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 1992,00$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 192,33$ [T]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 1276,37$ [T/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 5032,59$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 1330,11$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 1981,15$ [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 642,34$ [T]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 169,77$ [T]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 252,87$ [T]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 18327,13$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 439,18$ [T*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 717$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 612,34$ [T]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 7895,04$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 189,19$ [T*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 320$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 591,22$ [T]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 642,34$ [T]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 169,77$ [T]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 252,87$ [T]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 50985,81$ [T/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 25,49$ [T]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 34670,35$ [T/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 23,60$ [T]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 23,60$ [T]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRCHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 2039,43$ [T/m ²]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$		
$f_{ctd} = 105,19$ [T/m ²]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,96$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 227,20$	[T/m ²]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 500$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 12,85$	[T]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$			
$F_{t,Rd} = 12,85$	[T]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 141$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 3,04$	[T*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 3,04$	[T*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 86,27$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 40,58$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 38,54$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 38,54$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 257$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 264$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 41$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 1,39$	[T*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 1,42$	[T*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 135,51$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 51,53$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 38,54$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 38,54$	[T]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 38,54$	[T]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 38,54$	[T]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$e_y = 455$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 359$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 450$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 68,99$	[T*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
$e_z = 0$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 160$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 220$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,20$	[T*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,29 < 1,00$	vérifié	(0,29)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,70$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,70$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 1,98$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 44,78$	[T]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,44$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------------	--	---------------

$\alpha_{d,z} = 0,44$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,44$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 35,26 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,34$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 10,18 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 50985,81 \text{ [T/m}^2\text{]}$	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 14,03 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 0,96 \text{ [T]}$	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 0,89 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 6,46 \text{ [T]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,42$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,82$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 1,03 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 3,19 \text{ [T]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 1,48 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 33,53 \text{ [T]}$	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 10,06 \text{ [T]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 30,46 \text{ [T]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 15,61 \text{ [T]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 47,63 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 32,78 \text{ [T]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 0,67$	[T*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 8,92$	[T]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 78$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 14624,31$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 221,75$	[T/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 1150,99$	[T/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 1487,07$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 2585,21$	[T/m ²]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 1920,73$	[T/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 1920,73$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 1,04$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 231,65$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$	[T/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 12392,25$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$	[T/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,61 < 1,00$	vérifié (0,61)

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 5257,58$	[T/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 5257,58$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 4647,25$	[T/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 13242,35$	[T/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,38 < 1,00$	vérifié (0,38)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 210$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 478$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} = 36$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 141$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} = 5$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 346$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} = 4$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,15$		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 88809,54$	[T*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 404486,03$	[T*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,z} = 50$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 257$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m = 41$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} = 43$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 346$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} = 4$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,63$		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 54678,83$	[T*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 22738,09$	[T*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \leq S_{j,rig,z}$		RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Remarques

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 120 [mm] < 180 [mm]

Chapitre IX: Etude de l'infrastructure

présentations de logiciel : (SAFE) :

SAFE est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier et vérifier les éléments de l'infrastructure.

1. Evaluation de la contrainte de sol :

1.1 A partir des essais de laboratoire :

La contrainte admissible à partir des essais de cisaillement à la boîte est donnée par la relation de TERZAGHI.

$$Q_{adm} = \gamma_h \times D + \frac{1}{F} \left[\gamma_h \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma_h \times D (N_q - 1) + C \times N_c \right]$$

Selon le rapport de sol élaboré par le laboratoire LTPO on a les caractéristiques de sol suivantes

$\gamma_h = 1,7 t/m^3$ ----- densité humide

$F = 3$ ----- coefficient de sécurité.

$C = 0,65 \text{ bars}$ ----- La cohésion du sol sous la fondation.

$B = 1,00 \text{ m}$ ----- La largeur de la semelle.

$D = 2,00 \text{ m}$ ----- La profondeur d'ancrage.

$N_\gamma = 1,01$ ----- Terme de surface.

$N_q = 2,47$ ----- Terme de profondeur.

$N_c = 7,36$ ----- Densité apparente du sol.

$$\sigma_{adm} = 1,7 \times 2 + \frac{1}{3} \left[1,7 \times \frac{1}{2} \times 1,01 + 1,7 \times 2(2,47 - 1) + 0,65 \times 10 \times 7,36 \right]$$

$$\sigma_{adm} = 2,13 \text{ bars}$$

1.2 A partir des essais In Situ :

La relation empirique qui donne la contrainte admissible à partir des essais de pénétration dynamiques est

$$\sigma_{adm} = \frac{R_{pmin}}{L}$$

R_{pmin} : résistance à la pointe minimale enregistrée à partir des essais de pénétration dynamiques.

L : Coefficient de réduction tenant compte de l'effet dynamique et de la nature du sol.

Selon le rapport de sol :

$$R_{pmin} = 63,22 \text{ bars} \text{ et } L = 30$$

$$\sigma_{adm} = \frac{63,22}{30} = 2,11 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = \min(2,13; 2,11) \approx 2,0 \text{ bars}$$

2. Voile périphérique (sous-sol) :

2.1. Introduction :

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage

Mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terre plein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussé de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{eme} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussé de terre est exercer d'une seul cotée, c'est le cas de notre projet

On peut le considéré le voile périphérique comme un comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de sous-sol soumis a une pression trapézoïdale

2.2. Sollicitations de calcul :

Notre voile doit résister sous deux sollicitations :

Poussée des terres : avec γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi : \text{Angle de frottement interne du sol } \varphi = 35^\circ \\ h : \text{Hauteur du voile } h = 3,50 \text{ m} \end{array} \right.$$

Poussée supplémentaire due à la surcharge : d'où $Q = 0,5 \text{ t/m}^2$.

Calcul des pousses :

Les deux pousses exercées à la face du voile sont calculé avec une majoration par coefficient de poussée K_a' .

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

Panneau 01

Calcul de la poussée due à la surcharge (P1) :

$$P1 = K_a' \cdot q = 0,271 \times 0,5 = 0,136 \text{ t/m}^2$$

Calcul de la poussée des terres (P2) :

$$P2 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 1,7 \times 3,50^2 \times 1 \text{ ml} = 2,82 \text{ t/m}^2$$

Charge pondérée :

$$Q = 1,35 \times P2 + 1,50 \times P1 = 4,01 \text{ t/m}^2$$

Panneau 02**Calcul de la poussée due à la surcharge (P1):**

$$P1 = K'_a \cdot q \cdot l = 0,271 \times 0,5 = 0,136 \text{ t/m}^2$$

Calcul de la poussée des terres (P2) :

$$P2 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,271 \times 1,7 \times 3,50^2 \cdot 1 \text{ml} = 2,82 \text{ t/m}^2$$

Calcul de la poussée des terres (P3) :

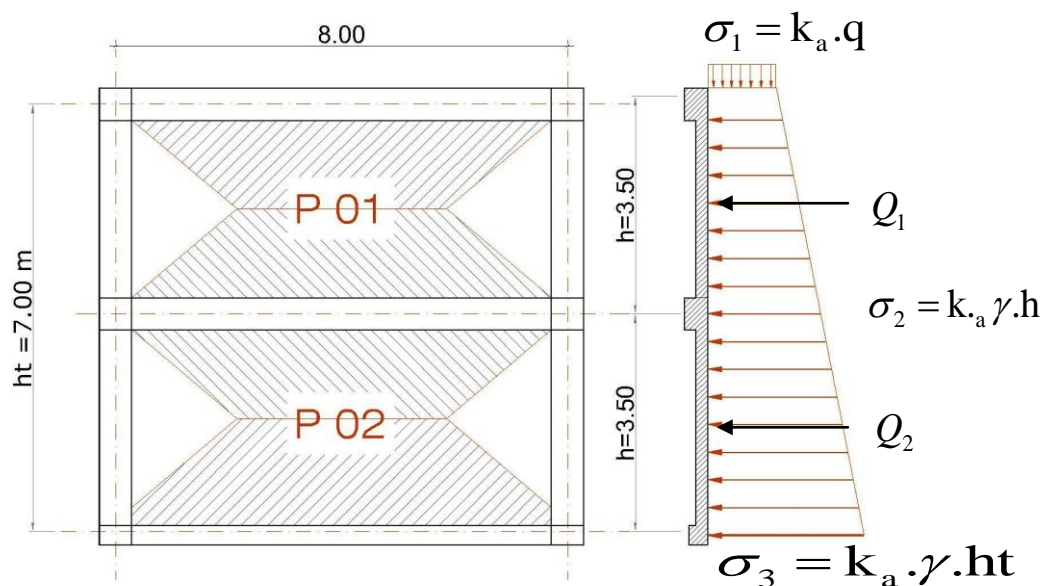
$$P3 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,271 \times 1,7 \times 7,00^2 \cdot 1 \text{ml} = 11,28 \text{ t/m}^2$$

Charge pondérée :

$$Q = 1,35 \times \frac{P2 + P3}{2} + 1,50 \times P1 = 9,72 \text{ t/m}^2$$

Charge non pondérée :

$$Q = \frac{P2 + P3}{2} + 1P1 = 7,19 \text{ t/m}^2$$

2.3. Principe de justification du mur :**Figure IX -1 : voile périphérique**

Le voile périphérique de sous sol peut être considéré comme un panneau de dalle pleine encasté à trois ou quatre cotés soumis à une charge horizontale uniformément répartie.

Mais comme la poussée exercée et décroissante de base au sommet il est plus raisonnable de faire un ferrailage par bandes chargées par volume de poussée correspondant, dans ce cas le voile sera considéré comme une dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens. Donc on divisant le voile verticale à 02 panneaux .

2.4. Calcul du Ferrailage :

L'étude se fait le cas d'une dalle uniformément chargée

$$L_x = 3.5 \text{ m}$$

$$L_y = 8.00 \text{ m}$$

$$\alpha = L_x/L_y = 3.50/8,00 = 0,44 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail en deux sens.}$$

Moments isostatiques (panneau P1):

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.44 & \mu_x = 0.1049 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} & \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0.1049 \times 9,72 \times (3.5)^2 = 12,49 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,25 \times 12,49 = 3,12 \text{ t.m}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 9,37 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 2,34 \text{ t.m}$$

Sens X :

$$\mathbf{M_{tx} = 9,37 \text{ t.m ; h= 20 cm ; d= 0,9h= 18 cm}}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{9,37 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^{-2}} = 0,204 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,288$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 15,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z \sigma_s} = \frac{9,37 \times 10^2}{15,92 \times 348 \times 10^{-2}} = 16,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y :

$$\mathbf{M_{ty} = 2,34 \text{ t.m ; h= 20 cm ; d= 0,9h= 18 cm}}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{2,34 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^{-2}} = 0,05 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,065$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,53$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{z \sigma_s} = \frac{2,34 \times 10^2}{17,52 \times 348 \times 10^{-2}} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens x :

d'après RPA 99 :

Selon le RPA le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{y\min} = 0,10 \% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ RPA}}, A_{\min \text{ B.A.E.L}})$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (16,91, 2,00, 2,17)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 16,91 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

En prend : **9T16/ml ($A_s = 18,09 \text{ cm}^2$) , espacement $S_t = 12 \text{ cm}$**

Sens y

$$A_{\text{adoptée}} = \max (3,84, 2,00, 2,17)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend : **5T12/ml ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) , espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.**

2.5. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17,01}{1 \times 0,18} \times 10^{-2} = 0,945 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,945 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée : $M_{\text{ser}} = 6,92 \text{ t.m}$

a- Détermination de la position de l'axe neutre:

$$b y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0 ; A_s = 18,09 \text{ cm}^2$$

$$50 y^2 + 271,35 y - 4884,3 = 0 \Rightarrow y = 7,53 \text{ cm}$$

b- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(7,53)^3}{3} + 15 \times 18,09 \times (18 - 7,53)^2$$

$$I = 43977,56 \text{ cm}^4$$

1-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \left(\frac{6,92 \times 10^2}{43977,56} \times 7,53 \right) = 0,118 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,118 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

2-D\u00e9termination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration pr\u00e9judiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,92 \times 10^2}{43977,56} (18 - 7,53) = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 2,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

En appuis : $M_{ser} = 4,61 \text{ t.m}$

a- D\u00e9termination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 ; A_s = 18,09 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 271,35 y - 4884,3 = 0 \Rightarrow y = 7,53 \text{ cm}$$

b- D\u00e9termination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(7,53)^3}{3} + 15 \times 18,09 \times (18 - 7,53)^2$$

$$I = 43977,56 \text{ cm}^4$$

1-D\u00e9termination de contrainte dans le béton comprim\u00e9 σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \left(\frac{4,61 \times 10^2}{43977,56} \times 7,53 \right) = 0,078 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,078 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

2-D\u00e9termination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration pr\u00e9judiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,61 \times 10^2}{43977,56} (18 - 7,53) = 1,64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Les résultats des sections d'armatures et choix d'aciers pour les quarts bandes sont résumés au tableau suivant :

Sens x

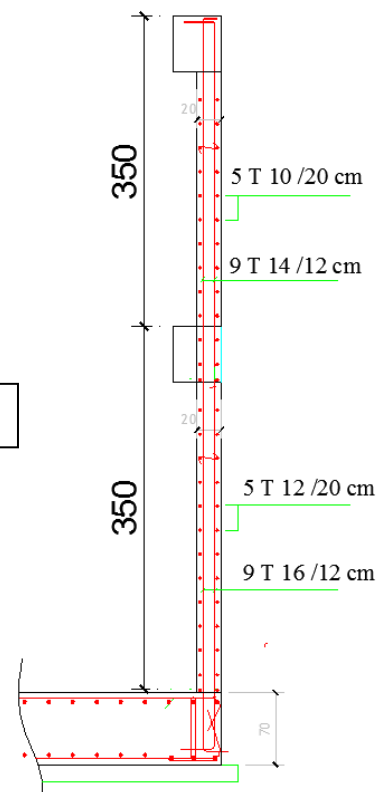
Paneau	Moment (t.m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	
01	appuis	2,58	4,25	2,17	9T14/ml
	travée	3,86	6,46	2,17	9T14/ml
02	appuis	6,24	10,78	2,17	9T16/ml
	travée	9,37	16,91	2,17	9T16/ml

Sens y

Paneau	Moment (t.m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	
01	appuis	0,64	1,03	2,17	5T10/ml
	travée	0,96	1,55	2,17	5T10/ml
02	appuis	1,56	2,54	2,17	5T12/ml
	travée	2,34	3,84	2,17	5T12/ml

Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles périphériques

Figure : IX.2. Ferrailage du voile périphérique



3. Fondations (radier général) :

3.1. Introduction :

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

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- 1- Dimensionnement à l' E.L.S : $G+Q$.
- 2- Ferrailage à l' E.L.U : $1,35 G+ 1,5 Q$
- 3- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} G \pm 0,8 E \\ G+Q \pm E \end{cases}$

3.2. Choix du type des fondations :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est assurée par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admises même les semelles filantes croisées à cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qui nous conduit à parcourir au radier générale

Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges à transmises tout en résistant aux contraintes de sol.

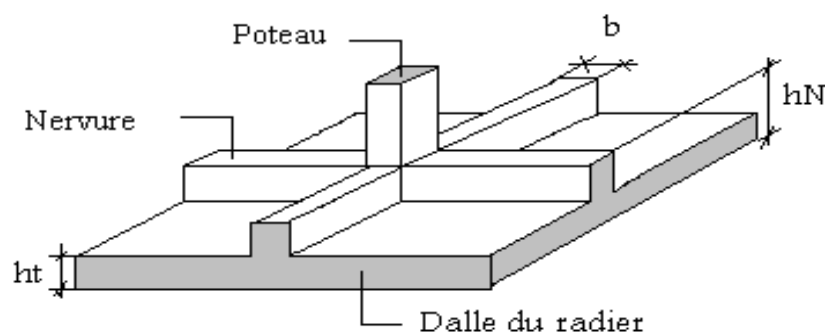


Figure : IX.3.Radier général

Calcul du radier:

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

3.3.Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Les Sollicitations :

Combinaison	N(T)	V2(T)	V3(T)	M2(T,m)	M3(T,m)
G	-19947,17	10,83	180,93	59,925	-418,699
Q	-4130,64	2,37	30,94	19,968	-240,291
GQ	-24077,81	13,2	211,87	79,894	-658,99
135G15Q	-33124,63	18,18	290,66	110,852	-925,68
GQE MAX	-24052,68	1520,42	1607,18	47675,173	51384,477
GQE MIN	-24102,93	-1494,01	-1183,44	47515,385	-52702,457
08GE MAX	-15932,61	1515,88	1540,06	47643,219	51708,508
08GE MIN	-15982,86	-1498,55	-1250,57	-47547,338	-52378,426

Combinaison d'actions :

à L' E.L.U: $N_U = 33124,63 \text{ t}$

à L' E.L.S: $N_{ser} = 24077,81 \text{ t}$

Surface minimale du radier :

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{24077,81}{2,00 \times 10} = 1203,89 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 90 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : $S = 1788,48 \text{ m}^2$

Épaisseur du radier (h) :

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 700\text{cm}$$

$$28 \leq d \leq 35\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande d'un mètre linéaire.

$$v_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1\text{m} \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1 \times (33124,63 / 1788,48) \times 8,00}{2} = 74,08\text{t}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{74,08 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 49,39\text{cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 49,39\text{ cm}$

Donc : $h \geq d + c = 49,39 + 5\text{ cm}$.

Vu la charge élevée de la structure on doit adopter **h = 70 cm**.

3.4. Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 88,88\text{ cm} \leq h \leq 133,33\text{ cm}$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} \mathbf{h = 120\text{ cm}, d = 108\text{ cm}} \\ \mathbf{b = 80\text{ cm}} \end{cases}$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

Poids propre du radier :

$$\text{Dalle : } G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,70 \times 1788,48) = 3129,84\text{t}$$

$$\text{Nervure : } G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5((1,20 - 0,70) \times 0,80 \times 622,8) = 622,8\text{ t}$$

$$\text{RAmb lai : } G_{\text{ramblai}} = \gamma_d \times d \times S = 1,7 \times 0,5 \times 1788,48 = 1520,21\text{ t}$$

Charge d'exploitation du sous-sol :

$$Q_{\text{sous-sol}} = 0,50 \times 1788,48 = 894,24\text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + Q_{\text{sous-sol}} = 24077,81 + 3129,84 + 622,8 + 1520,21 = 29350,66$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{29350,66}{1788,48} = 16,41\text{ t/m}^2 < 20\text{ t/m}^2 = 2\text{bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

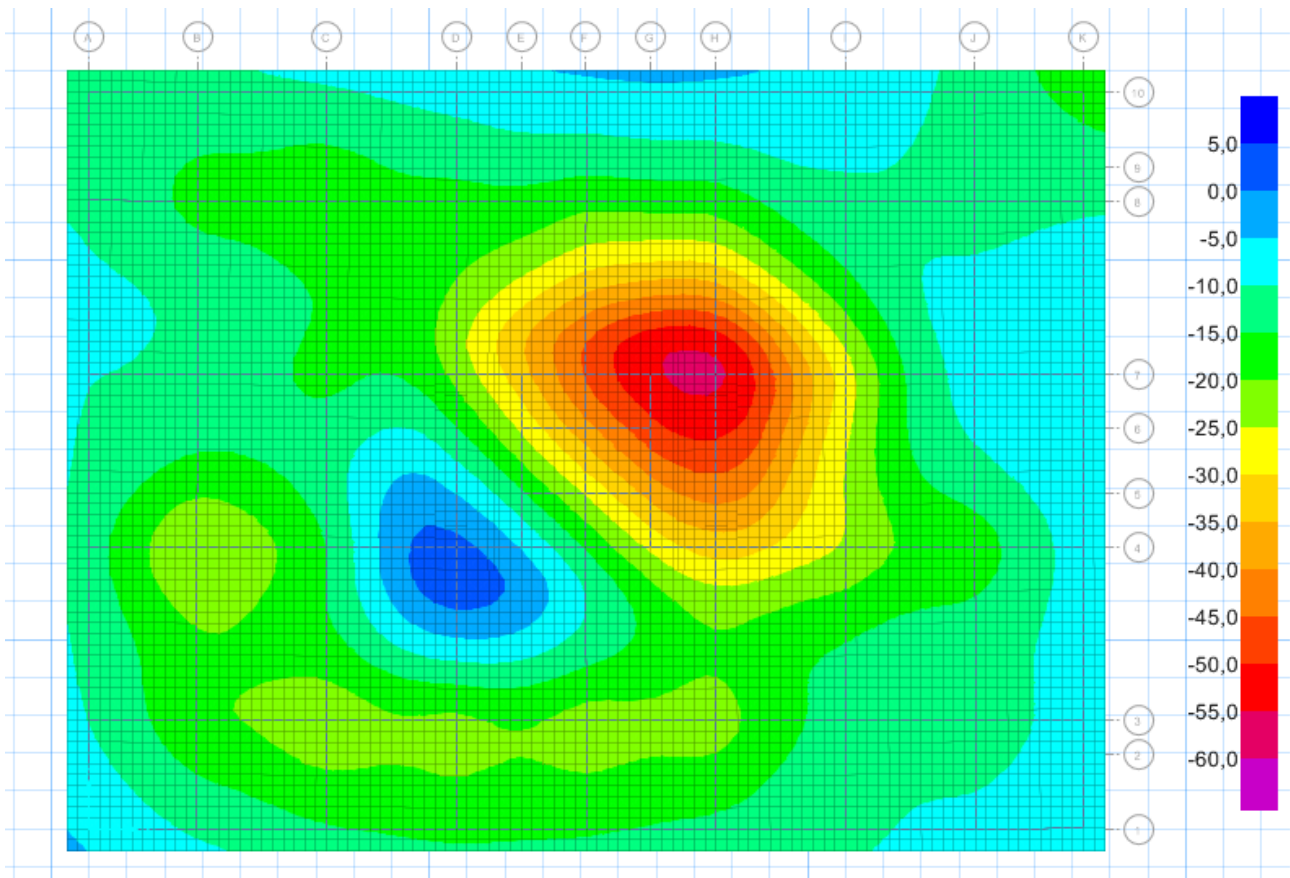
Vérification des contraintes par le logiciel SAFE :

Figure :IX.4.Contraintes du radier

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,80 \times (1,20)^3 / 12 = 0,1152 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,80\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,1152}{400 \times 0,80}} = 8,25\text{m}$$

$$L_{\max} = 8,00\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 12,95\text{m} \text{ -----condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Les sollicitations finales :

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{radier} + G_{nervure} + Q_{sous-sol}) = 33124,63 + 1,35(3129,84 + 622,8 + 1520,21)$$

$$N_{u-T} = 40242,98t$$

Combinaison	E,L,S		E,L,A		E,L,U	
Les moments sens x (t.m)	Msx=	59,925	Macx =	47675,173	Mux =	110,852
Les moments sens y (t.m)	Msy =	418,699	Macy=	52702,457	Muy=	925,68
Effort normal à la base (t)	N S=	29350,658	Nacc=	24102,930	N u=	40243,734

L'inertie du radier :

Longueur du radier : 48,60 m ⇒ $V_x = 24,30$ m

Larguer du radier : 36,80 m ⇒ $V_y = 18,40$ m

$$I_x = 201835,93 \text{ m}^4$$

$$I_y = 352026,52 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x} \text{ et } \sigma_m^x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4}$$

Les contraintes à E,L,S (t/m ²)		
sens x-x :	$\sigma_1 = 16,44$	$\sigma_2 = 16,38$
sens y-y	$\sigma_1 = 16,42$	$\sigma_2 = 16,40$
Les contraintes à E,L,A (t/m ²)		
sens x-x :	$\sigma_1 = 17,70$	$\sigma_2 = 9,25$
sens y-y	$\sigma_1 = 18,70$	$\sigma_2 = 8,25$
Les contraintes à E,L,U (t/m ²)		
sens x-x :	$\sigma_1 = 22,58$	$\sigma_2 = 22,42$
sens y-y	$\sigma_1 = 22,51$	$\sigma_2 = 22,49$

Les contraintes à E,L,S

sens x-x : $\sigma_m = 16,43 < 1,33\sigma_s = 26,6$ -----condition vérifiée

sens y-y : $\sigma_m = 16,41 < 1,33\sigma_s = 26,6$ -----condition vérifiée

Les contraintes à E,L,A

sens x-x : $\sigma_m = 15,59 < 1,33\sigma_s = 26,6$ -----condition vérifiée

sens y-y : $\sigma_m = 15,59 < 1,33\sigma_s = 26,6$ -----condition vérifiée

2.5. Ferrailage du radier :

2.5.1. Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier est dissociée aux panneaux des dalles encastrées à 04 cotées aux libages

Remarque :

Le cas de notre projet on a des distances de l'ordre moyen ce qu'il donne un rapport $\alpha > 0,4$ ce qu'il nous conduit à affirmer que tous les panneaux travaillent en deux sens.

Les contraintes à E,L,U

sens x-x : $\sigma_m = 22,54$

sens y-y : $\sigma_m = 22,51$

$\sigma_{calcul} = \max(22,54; 22,51) = 22,54 \text{ t/m}^2$.

Moments isostatiques (panneau P1) :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Moments en travée :

$$M_t = 0,85M_0 \dots (\text{panneau de rive})$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots (\text{panneau intermédiaire})$$

Moments en appuis :

$$M_a = 0,4M_0 \dots (\text{appui de rive})$$

$$M_a = 0,5M_0 \dots (\text{appui intermédiaire})$$

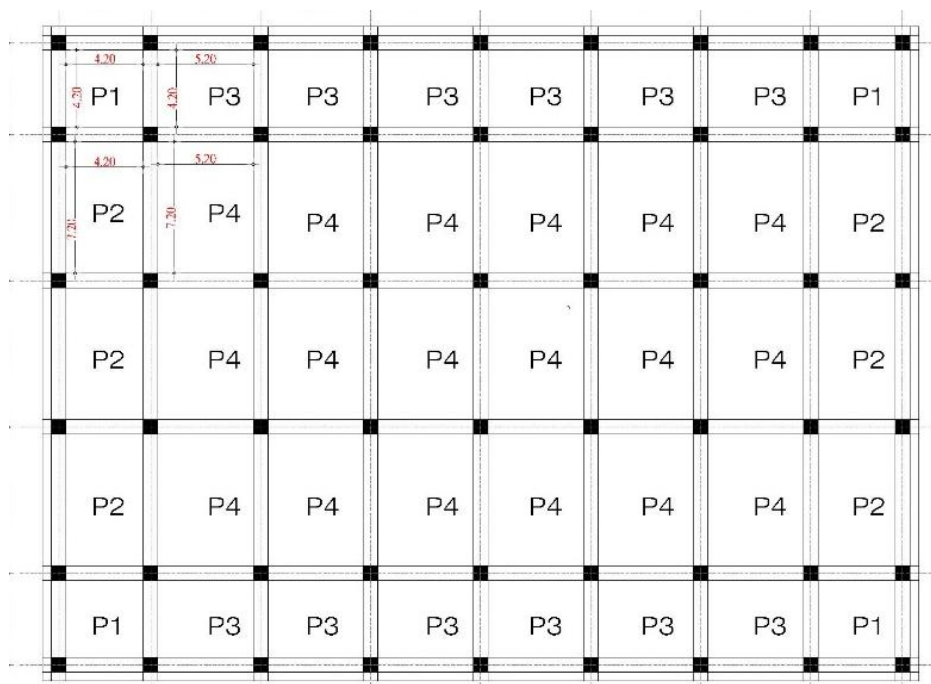


Figure :IX.5.Panneaux du radier

Exemple de calcul (panneau 2)

$$\alpha = L_x/L_y = 5,00/8,00 = 0,625 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail en deux sens.}$$

$$\alpha = 0,625$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0779 \times 22,54 \times (5,00)^2 = 43,89 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,3338 \times 63,21 = 14,65 \text{ t.m}$$

Sens Lx:**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 43,89 = 37,31 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37,31 \times 10^4}{100(63)^2 \cdot 14,17} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,086$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 60,83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z\sigma_s} = \frac{37,31 \times 10^2}{60,83 \times 348 \times 10^{-2}} = 17,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **9T16 / ml** , **A = 18,09 cm²/ml**, **esp : 12 cm**

En appuis :

$$M_{tx} = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 43,89 = 17,56 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,56 \times 10^4}{100(63)^2 \cdot 14,17} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 62,00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z\sigma_s} = \frac{17,56 \times 10^2}{62,00 \times 348 \times 10^{-2}} = 8,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T14 / ml** , **A = 10,78 cm²/ml**, **esp = 15 cm**

Les moments de chaque panneau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau :IX.2.: Moments isostatiques des panneaux à l'ELU

P	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (t/m)	M _{0x} (t.m)	M _{0y} (t.m)
P ₁	5,00	5,00	1,000	0,0368	1,0000	22,54	20,74	20,74
P ₂	5,00	8,00	0,625	0,0779	0,3338	22,54	43,89	14,65
P ₃	5,00	6,00	0,833	0,0528	0,6494	22,54	29,75	19,32
P ₄	6,00	8,00	0,750	0,0621	0,5105	22,54	50,39	25,72

Tableau :IX.2.: Moments et section d'armature des panneaux à l'ELU

P	M _{0x} (t.m)	M _{1x} (t.m)	A _{1x} (cm ²)	M _{ax} (t.m)	A _{ax} (cm ²)	M _{0y} (t.m)	M _{1y} (t.m)	A _{1y} (cm ²)	M _{ay} (t.m)	A _{ty} (cm ²)
P ₁	20,74	17,63	8,18	10,37	4,78	20,74	17,63	8,18	10,37	4,78
P ₂	43,89	37,31	17,65	21,94	10,22	14,65	12,45	5,75	7,32	3,36
P ₃	29,75	25,29	11,82	14,87	6,88	19,32	16,42	7,61	9,66	4,45
P ₄	50,39	37,79	17,89	20,16	9,38	25,72	21,86	10,18	10,29	4,74

Donc le ferrailage du radier se fait comme suit :

Nappe supérieure sens x : **7T14 / ml** , A = **10,78 cm²/ml** , S_t = **15 cm**

Nappe inférieure sens x : **9T16 / ml** , A = **18,09 cm²/ml** , S_t = **12 cm**

Nappe supérieure sens y : **7T12 / ml** , A = **7,91 cm²/ml** , S_t = **15 cm**

Nappe inférieure sens y : **7T14 / ml** , A = **10,78 cm²/ml** , S_t = **15 cm**

2.5.2. Vérification des contraintes à l'E.L. S :

En travée (dans les deux sens) :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0 ; A_s = 18,09 \text{ cm}^2 ; M_s = 27,55 \text{ t.m}$$

$$50y^2 + 271,35y - 17095,05 = 0 \Rightarrow y = 15,79 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(15,79)^3}{3} + 15 \times 18,09(63 - 15,79)^2$$

$$I = 736008,15 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{27,55 \times 10^2}{736008,15} \times 15,79 \times 10^2 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{27,55 \times 10^2}{736008,15} (63 - 15,79) \times 10^2 = 265,07\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 265,07\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **9T20 / ml** , **A = 28,26 cm²/ml** , **S_t = 12cm**

Ce qu'il donne :

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 ; A_s = 28,26 \text{ cm}^2 ; M_s = 27,55 \text{ t.m}$$

$$50y^2 + 423,9y - 26705,7 = 0 \Rightarrow y = 19,26\text{cm}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{27,55 \times 10^2}{1049148,58} (63 - 19,26) \times 10^2 = 172,29\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172,29\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.5.3. Ferrailage de poutre libage :

Principe de transmission des charges au libage :

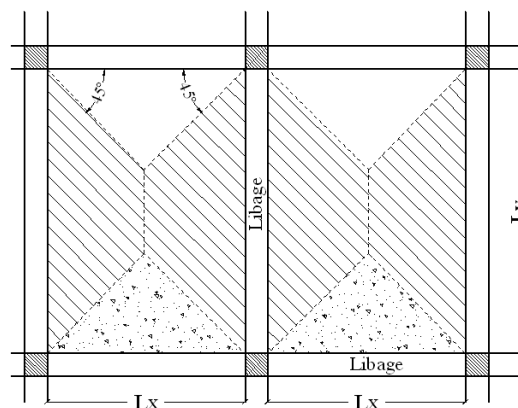


Figure :IX.6.Ligne de rupture d'un panneau

Dans le cas où la dalle travaille en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres ce fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprendre les charge de surface au voisinage

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par l'un des logiciels d'analyse des structures.

Pour notre projet en fait la modalisation par logiciel SAFE

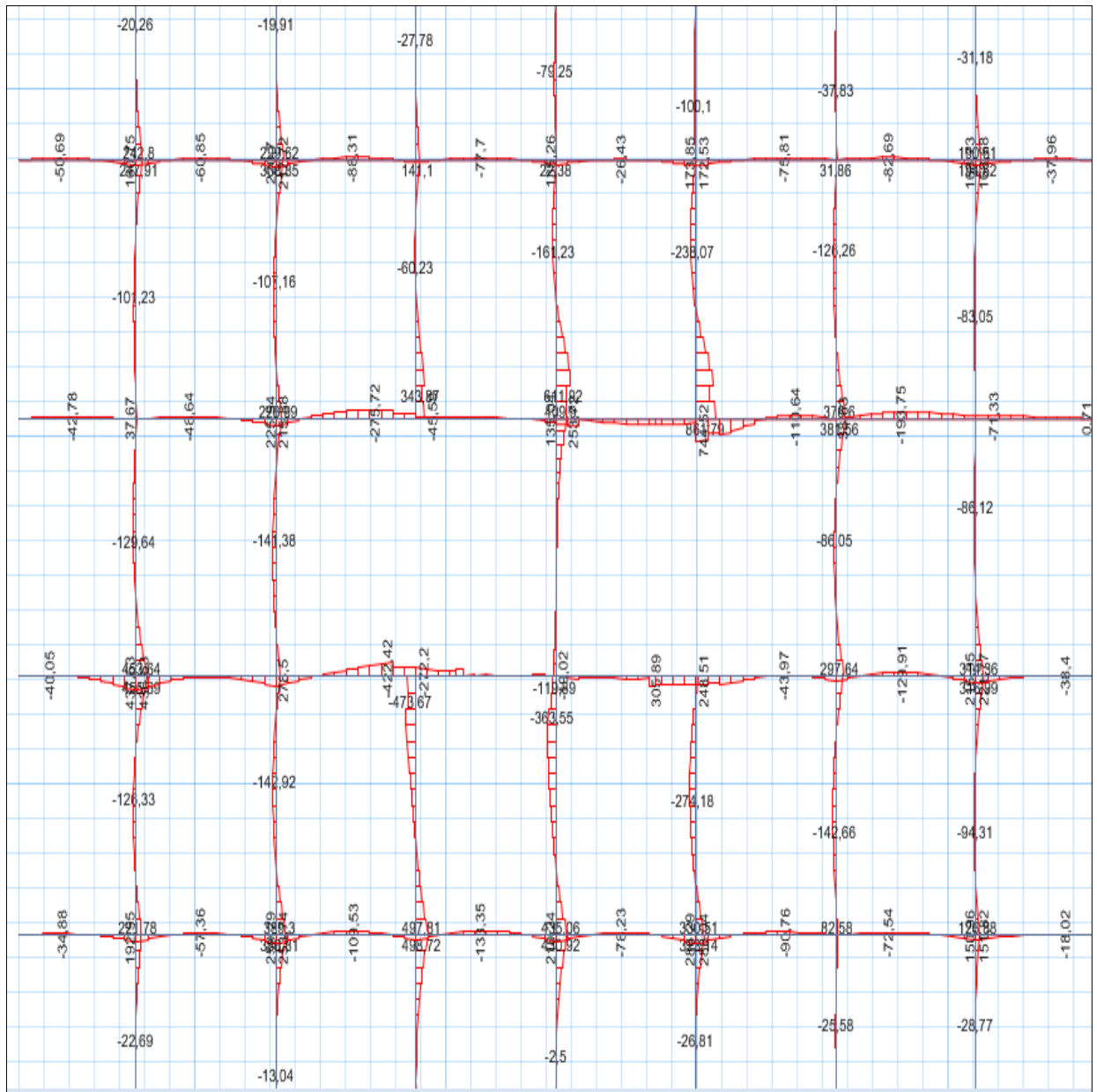


Figure :IX.7.les moments des libages

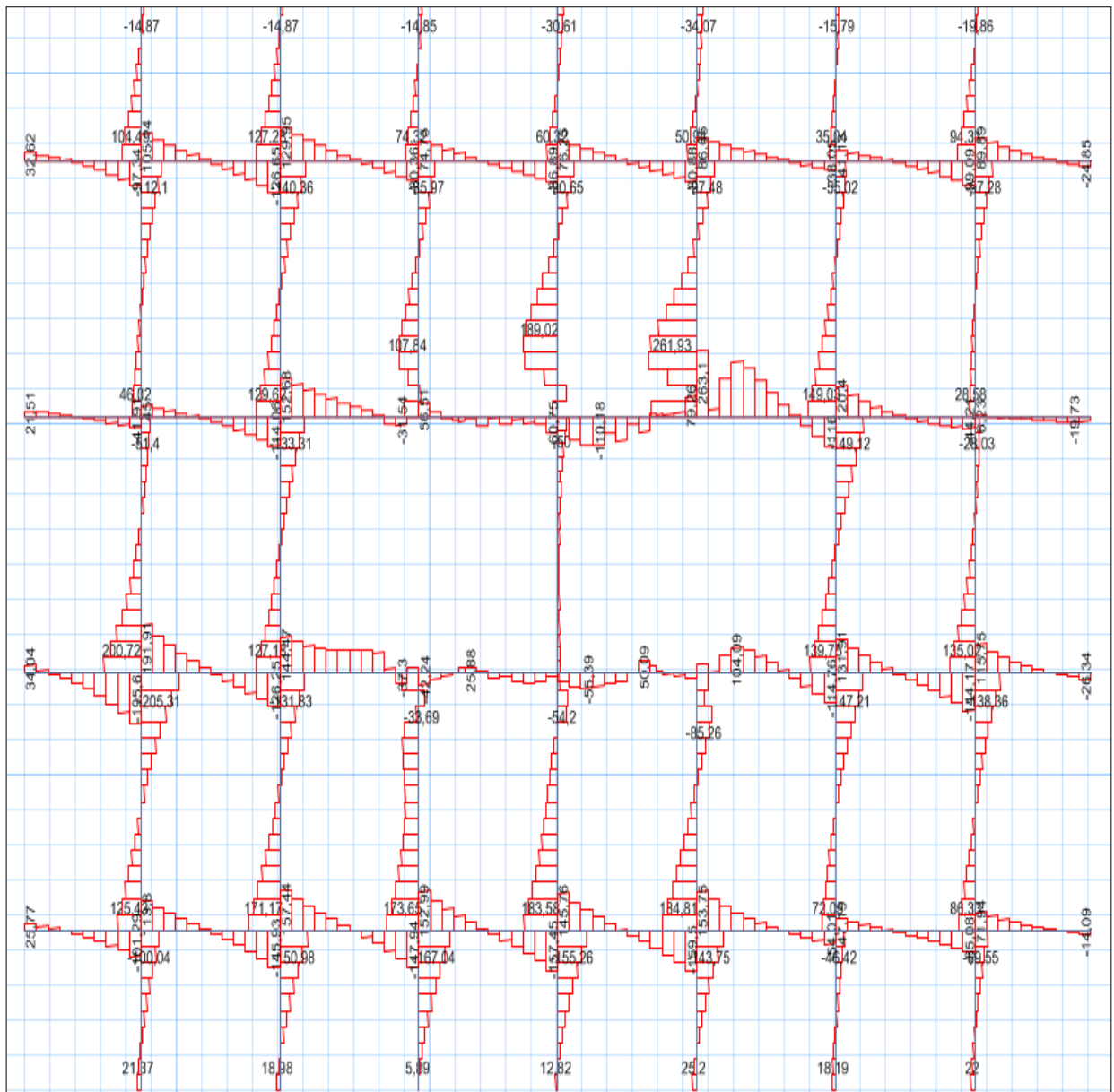


Figure :IX.8.les efforts Tranchants du libages

Résultats obtenus :

$$M_a = 435,06 \text{ t.m}$$

$$M_t = 363,55 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 261,93 \text{ t}$$

$$b = 80\text{cm} \quad , h = 120 \text{ cm} \Rightarrow d = 108\text{cm}$$

Ferraillage de libage :

En appuis :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{435,06 \times 10^4}{90(108)^2 \cdot 14,17} = 0,342 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,547$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 84,36 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z\sigma_s} = \frac{435,06 \times 10^2}{84,36 \times 348 \times 10^{-2}} = 148,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{363,55 \times 10^4}{90(108)^2 \cdot 14,17} = 0,244 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,356$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 92,62 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z\sigma_s} = \frac{363,55 \times 10^2}{92,62 \times 348 \times 10^{-2}} = 112,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{261,93}{0,80 \times 1,08} = 303,16 \text{ t/m}^2 = 3,03 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 3,03 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Puisque la contrainte de cisaillement dans les poutres dépasse la contrainte admissible, donc on doit procéder l'un des deux solutions :

- Soit prévoir des armatures transversales inclinées a 45°
- Soit augmenté les dimensions des poutres

Si on augment la section transversale de libage a **(80×200) cm²** on aura :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{261,93}{0,80 \times 1,80} = 181,89 \text{ t/m}^2 = 1,82 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les sections d'armatures deviennent :

En appuis de rives : $A_s = 74,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Soit : 24T20**, $A_s = 75,42 \text{ cm}^2$

En travées : $A_s = 61,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Soit : 20 T20**, $A_s = 62,85 \text{ cm}^2$

2.5.4. Armatures de peau :

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc : $A_s = 3 \times 2 \times (0,80 + 2,00) = 16,80 \text{ cm}^2$.

Soit : **10T16, $A_s = 20,10 \text{ cm}^2$.**

2.5.5. Armatures transversales :

Diamètre : $\phi_t \leq \min(h/35; \Phi_1; b/10) = \min(57,14; 20; 80) = 20 \text{ mm}$
on prend $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(50; 24) = 24 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{ij}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(2,40 - 0,3 \times 2,1) \times 80 \times 20}{0,8 \times 400} = 8,85 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **8T12, $A = 9,05 \text{ cm}^2$.**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ Mpa}) = \max(1,20; 0,4 \text{ Mpa}) = 1,20 \text{ Mpa}$$

$$\frac{9,05 \times 400}{80 \times 20} = 2,26 > 1,20 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

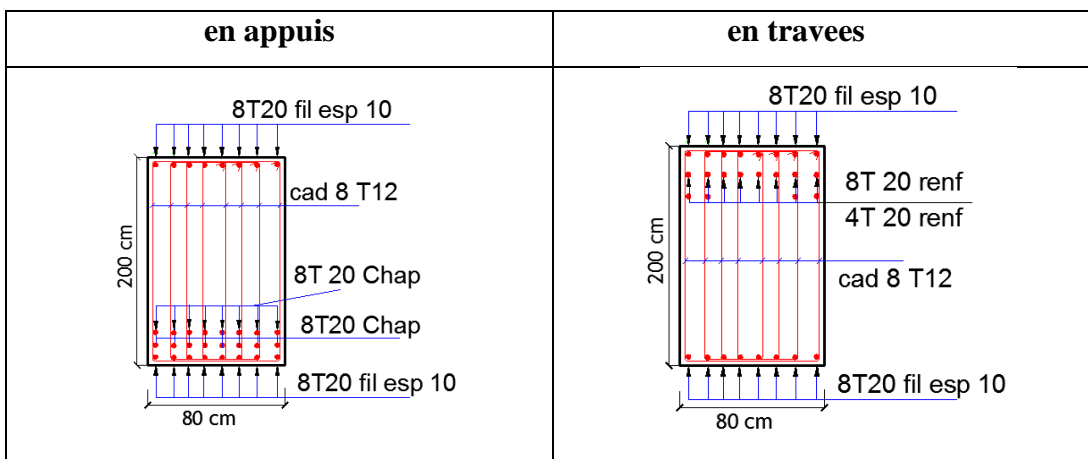
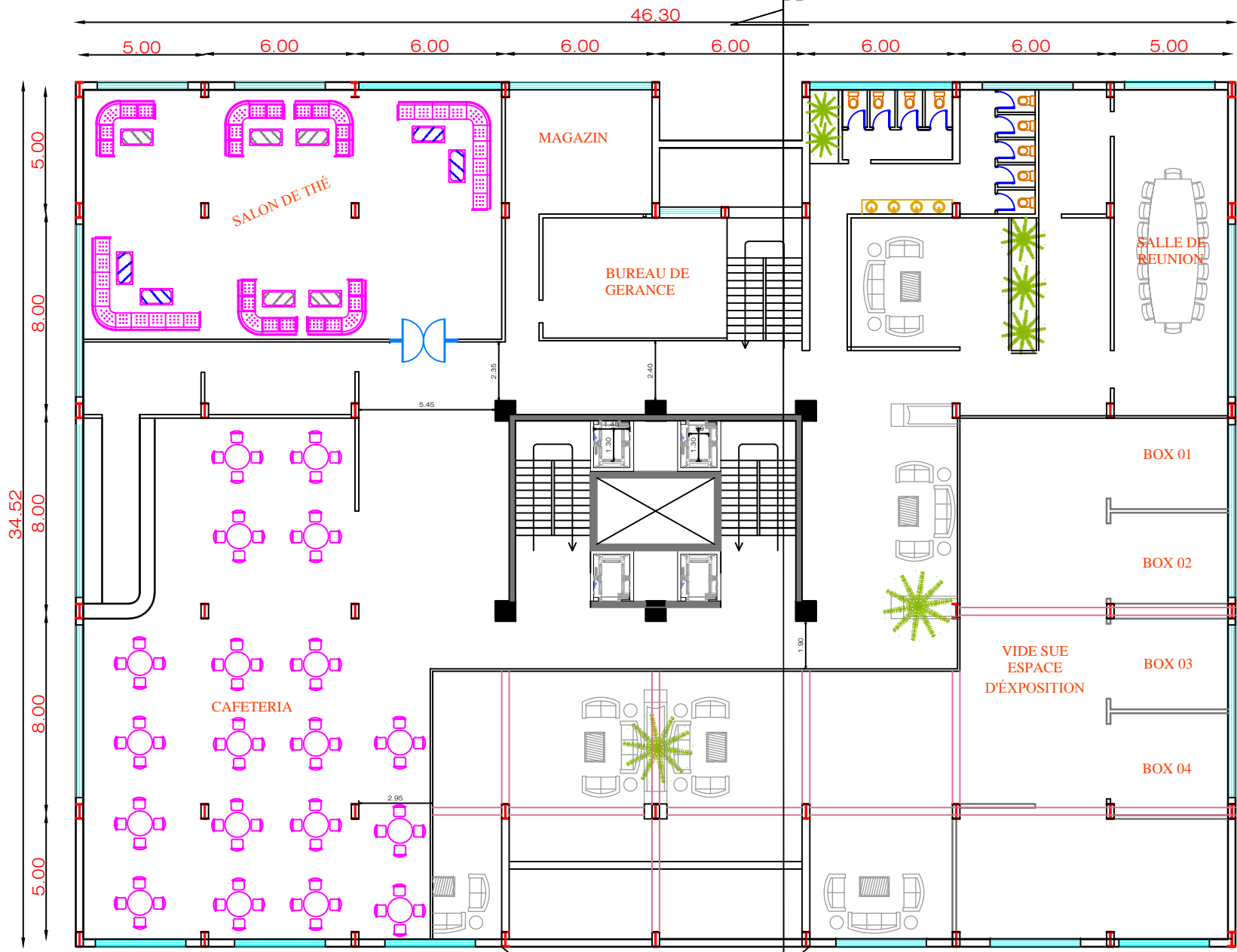
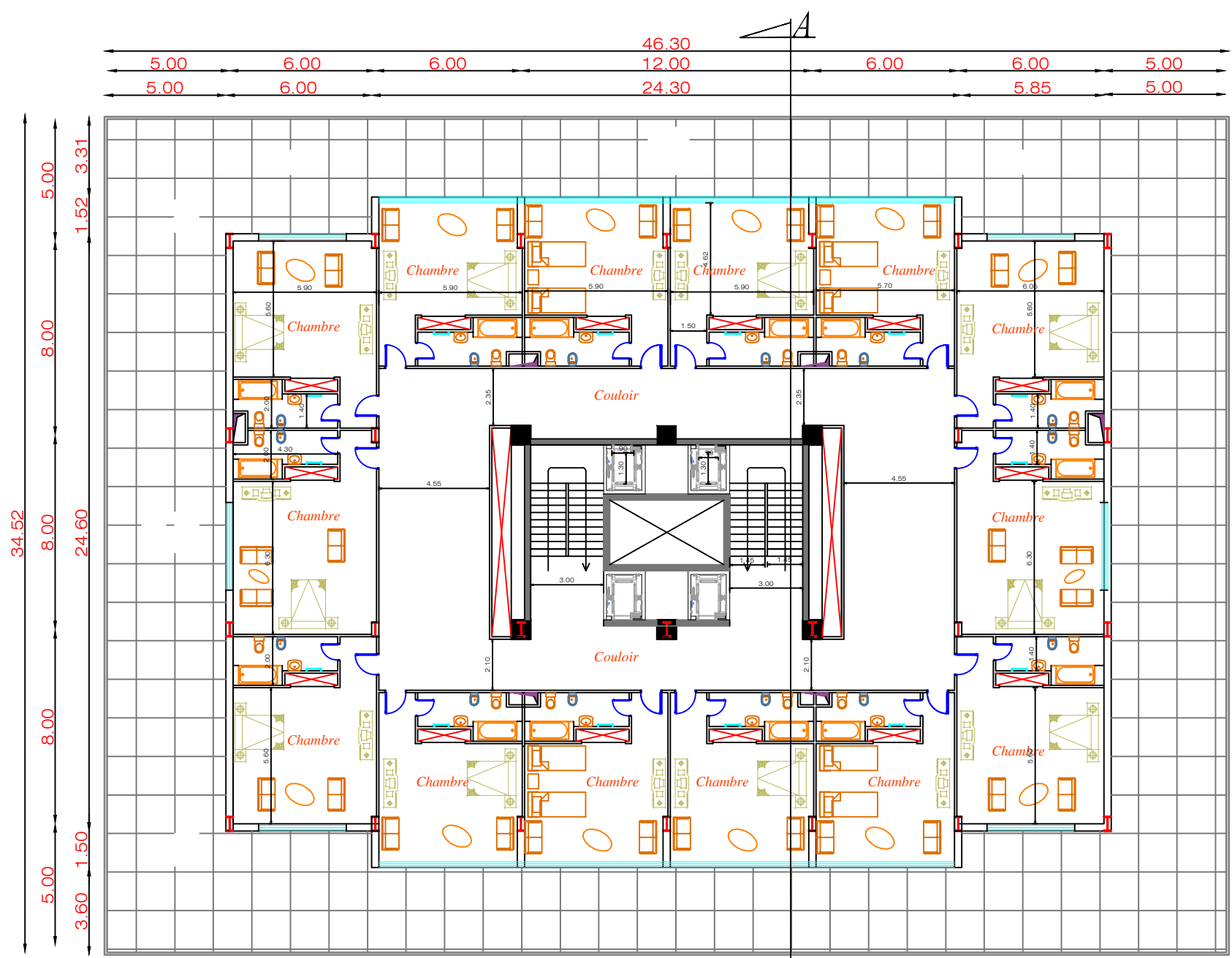


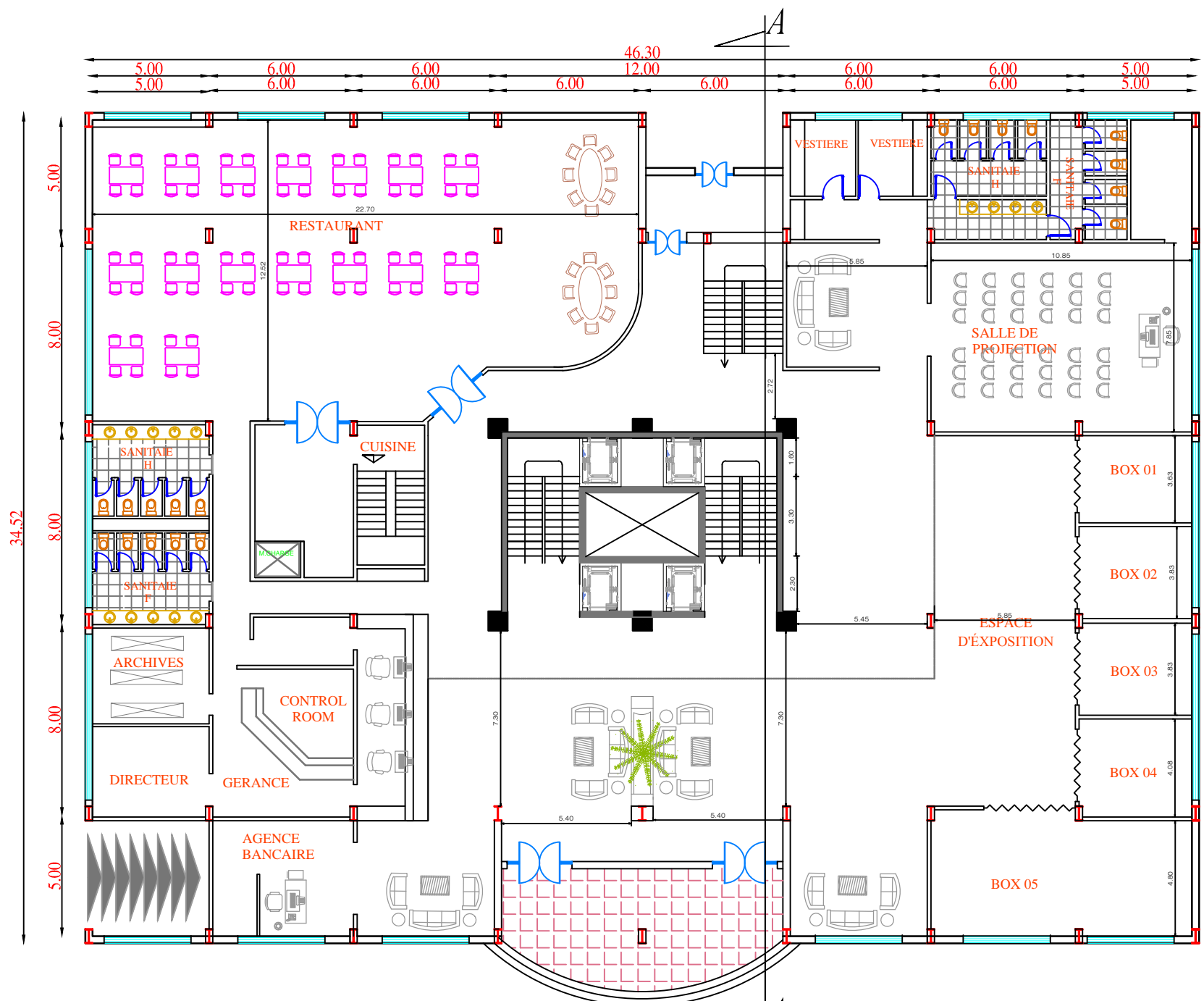
Figure :IX.9.Ferrailage du libage



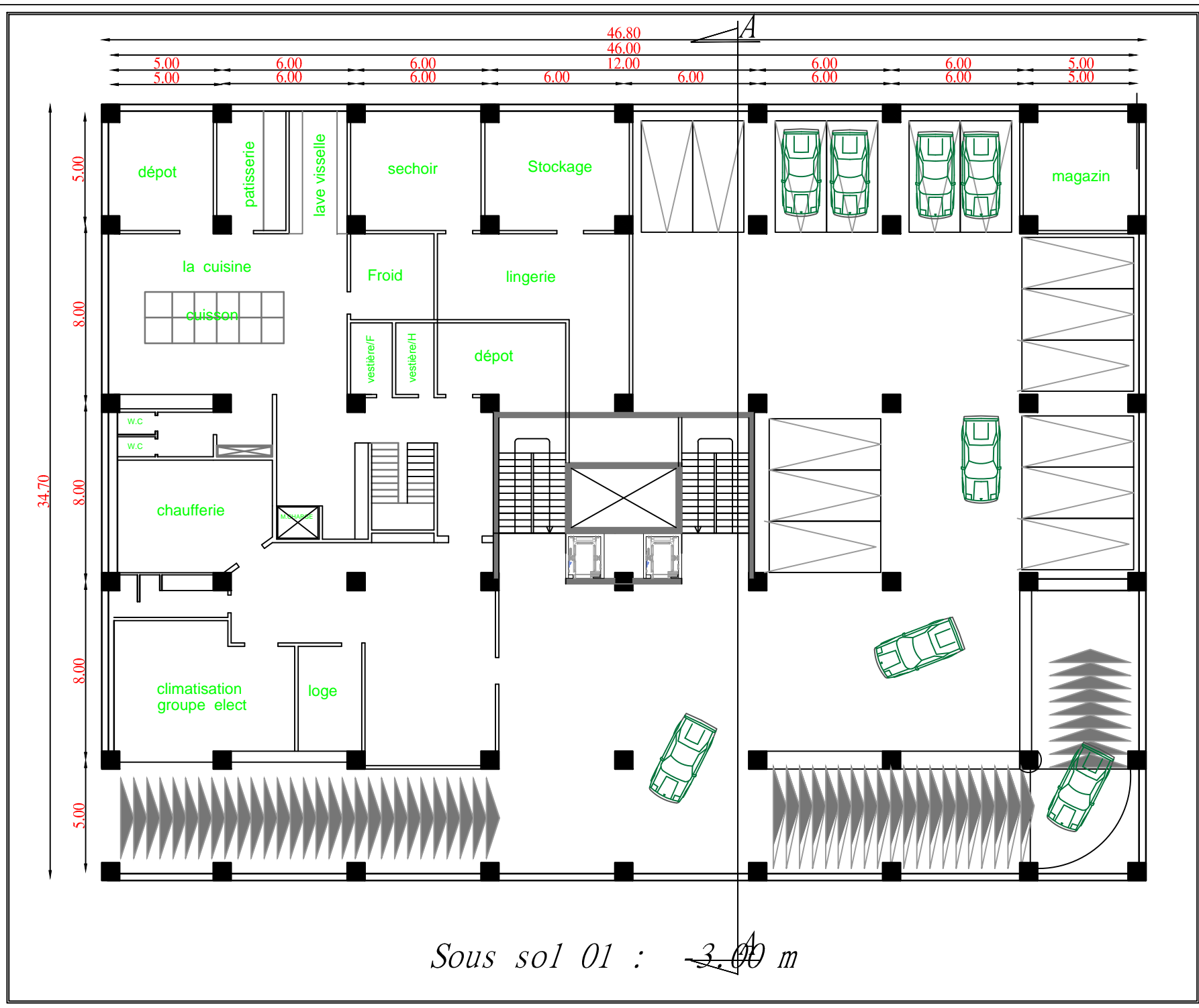
PLAN DE 1ier ETAGE



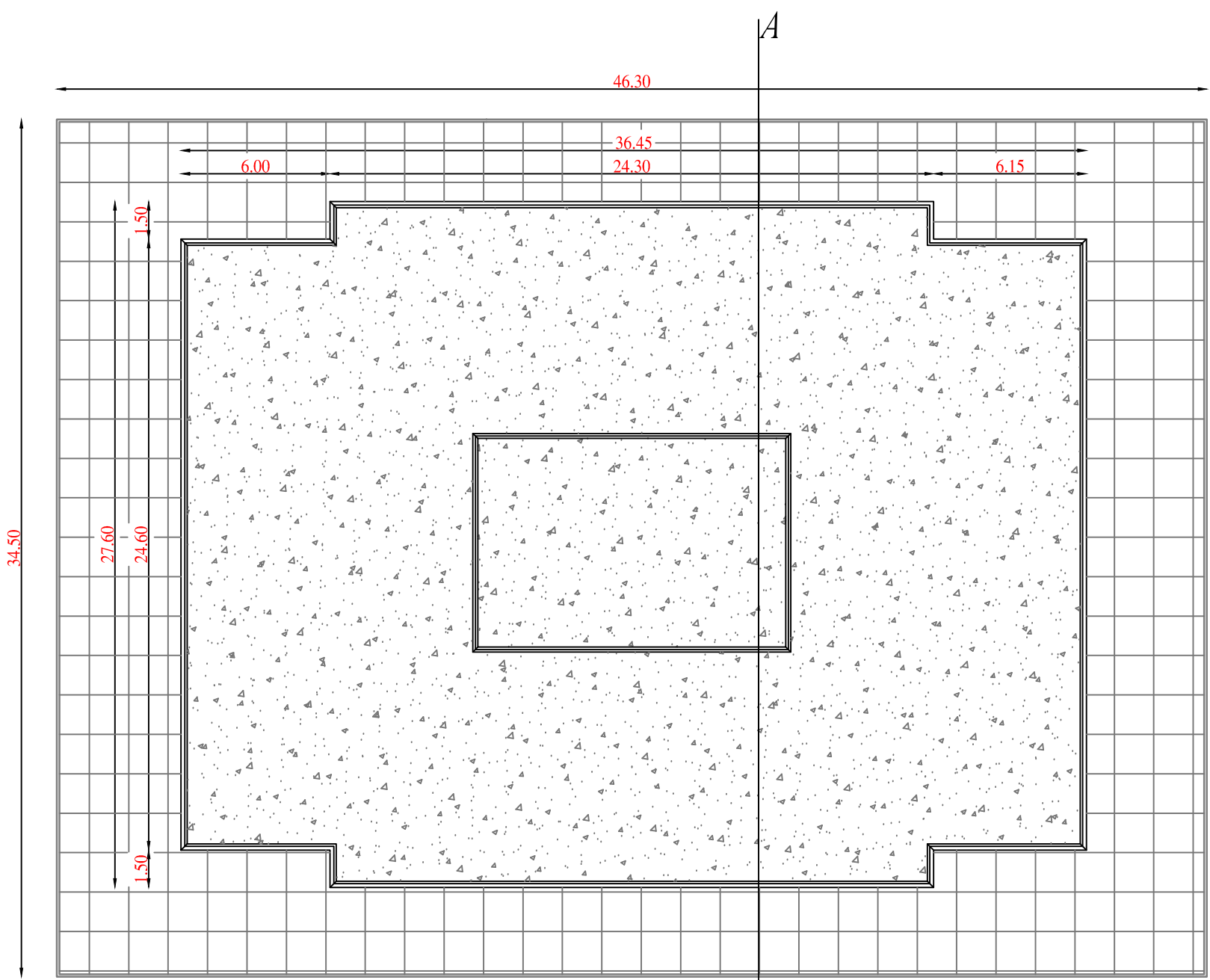
PLAN DE 2^{ème} a 14^{ème} ETAGE



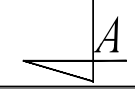
PLAN DE R.D.C

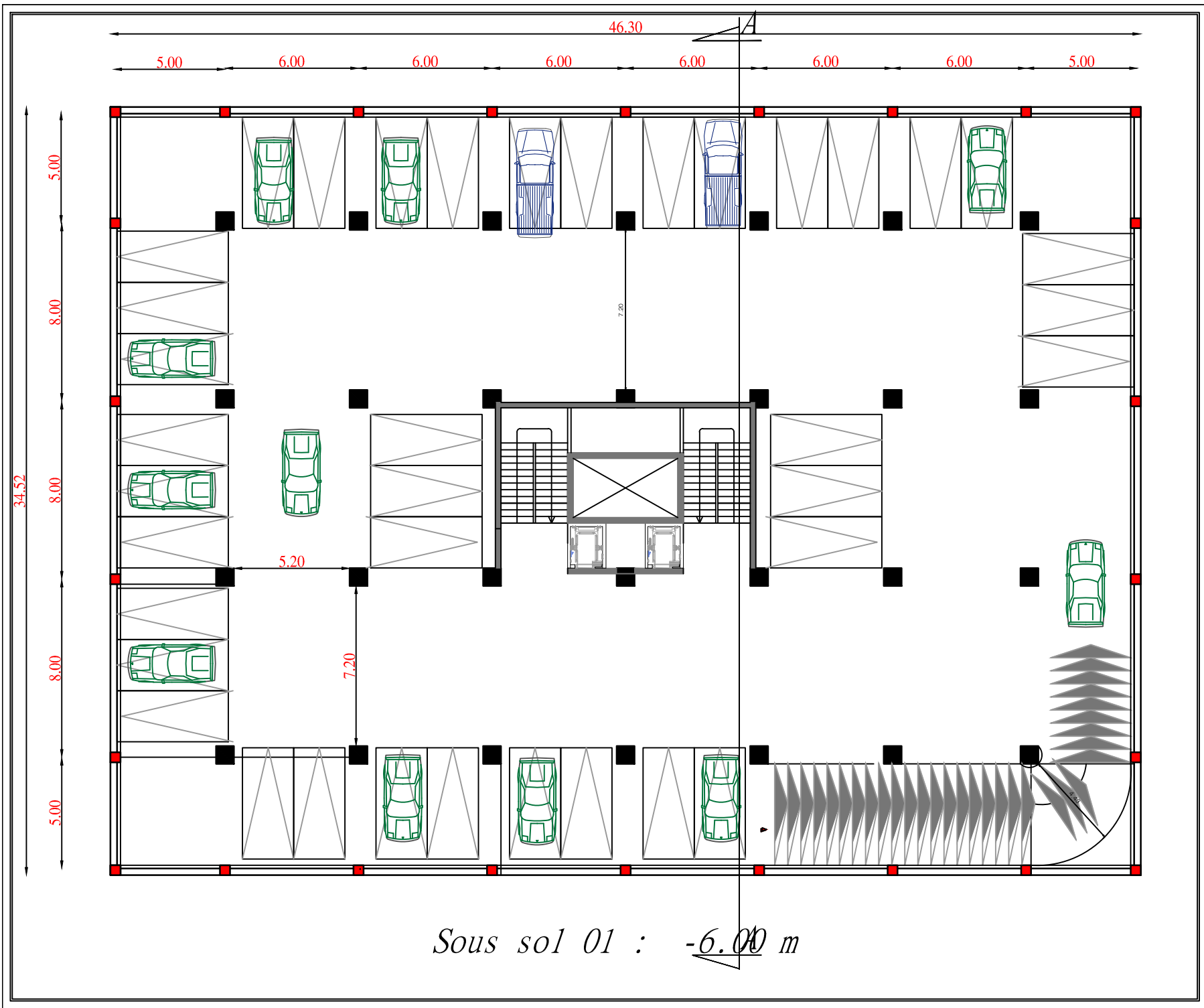


Sous sol 01 : 3.00 m



PLAN DE TERRASSE





Sous sol 01 : -6.00 m