

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



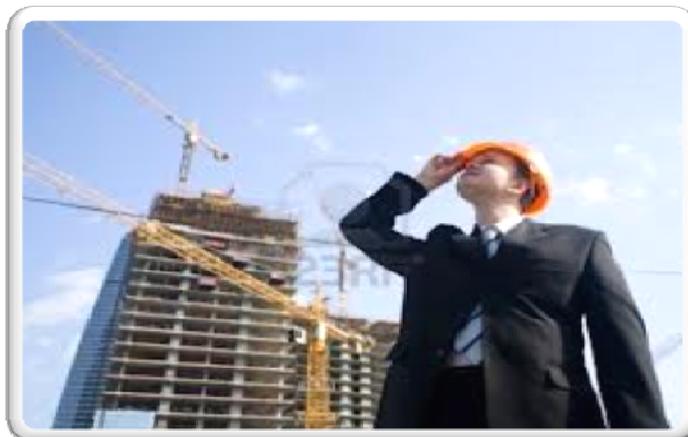
MÉMOIRE



De fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles



THÈME

ETUDE DE DEUX BLOCS
D'UNE HABITATION (R+8)
SÉPARÉS PAR UN JOINT SISMIQUE

ETUDIÉ PAR :

Melle. HAMMADI Nassima
Melle. ADJAZ Lynda
Melle. MOULA Lydia

ENCADRÉ PAR :

Mme. BOUBRIT

PROMOTION 2012/2013



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la santé, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice

Mme BOUBRIT, pour les orientations et les conseils qu'elle a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet

Nous tenons également à remercier Mr MAGHLAT pour son aide, particulièrement sur le logiciel ETABS.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.





Dédicaces



C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail

D'abord et avant tout A :

- *A mes très chers parents, que dieu les protège.*
- *A mes très chères sœurs :*
 - ✓ *LYZA et DJIDJIGA.*
 - ✓ *Farida avec son mari Saïd et leurs enfants (Ghilas et le prochain inchallah).*
 - ✓ *Nadia avec son mari Saïd et leurs enfants (Abd erazak, Sofiane et Mayas).*
 - ✓ *Malika avec son mari Mohammed et leurs enfants (Massi, Youba).*
- *A mes frères MARZOUK et LYES.*
- *Mes cousines et cousins*
- *Mon unique oncle: Saïd et sa famille*
- *Mes camarades : Nassima, Lydia et à toute leurs familles.*
- *A tous mes amis, et l'équipe de Génie Civil*



ADJAZ Lynda





Dédicaces



A chaque personne chère qui ma soutenue de prés et de loin ;

- *à ma petite famille, ma mère FATIHA, mon père OMAR, mon frère MOHAMED AMINE, mes deux sœurs HAKIMA, KARIMA et sa jolie famille, son mari ABD EL KADER, ses trois anges MOHAMED YACINE, YUCEF et AMINA.*
- *A mes grands parents MANI DAHBLA, MAMA FATMA et PAPA ACHOUR, Que dieu leurs bénie.*
- *A mes tantes, mes oncles, à chaque cousin et cousine.*
- *A tous mes camarades et mes amies.*
- *A mes camarades LYNDIA et LYDIA et leurs famille.*
- *A toute l'équipe de Génie Civil.*

Je dédier ce travail.....



✦ *NASSIMA HAMMADI*





Dédicaces



.. Je dédier ce modeste travail à:

** mes chères parents, que dieu les protèges.*

** À mon mariounis et à notre future fille Sara.*

** Mes sœurs Katia Lamia sans oublier mon petit ange adorable Meriem.*

** Mes frères Abdesslem rabah yahia.*

** Mes beaux parents.*

** Mes belles sœurs: Lohra (ses fils Nassim et Ouahid) Samia et Nabila.*

** À Madjid et à sa femme Nacira et à leur enfants Lisa et Massi.*

** À mes très chère copine Hayet et Farida.*

** À tous mes amis, et l'équipe de Génie Civil.*

** À tous mes amis, et l'équipe de Génie Civil*

** À tout la promotion 2012/2013*



Moula ép Kaouane Lydia

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage - - - - - 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments - - - - - 11

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1- Plancher 23

III.2- Escalier 59

III.3- Poutre palière 78

III.3- Salle machine 89

III.5- Acrotère 101

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS - - - - - 109

Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA - - - - - 137

Chapitre VI : Fichiers résultats - - - - - 151

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux.

VII-1 : Ferrailage des poutres 161

VII-2 : Ferrailage des poteaux 180

VII-3 : Ferrailage des Voiles 209

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure - - - - - 230

Conclusion Générale

Annexes

Bibliographie

Introduction

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP2000, ROBOT, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants. C'est aussi que notre étude est faite avec le logiciel ETABS 9.7.0.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations « superficielles ou profondes » qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

Le chapitre I porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I-1) Règlements en vigueur:

L'étude et la conception de notre projet sont conduites par des règlements applicables en Algérie qu'on trouve dans les documents techniques réglementaires (DTR) comme :

Le DTR BC 2-22 qui représente le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).

Le DTU P 18-702 qui représente les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 révisé 99).

Le DTR B.C. 2.2: Charges permanentes et charges d'exploitations.

I-2) Présentation de l'ouvrage:

Le présent ouvrage nous à été confié par le bureau d'étude (SAZA), il sera implanté dans la promotion immobilière 500 logements de TIXERAÏNE dénommée « Tulipe de Tixeraïne » dans la circonscription communale de DRARIA à la wilaya d'ALGER.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), cette région est classée comme une zone de sismicité élevée (**Zone III**), l'ouvrage est d'importance moyenne (**Groupe d'usage 2**).

Le rapport de sol donne une contrainte de service de **2,00 bars** et classe le site dans la catégorie S3 (**Site meuble**), selon l'étude Géotechnique faite par le bureau d'études OMEGA CONSULT.

Notre Bâtiment se compose de deux blocs séparés par un joint, il est constitué de huit (08) étages à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible et un parc de stationnement de véhicules au rez-de-chaussée, il comporte un ascenseur et une cage d'escalier.

I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

	Bloc Gauche	Bloc Droit
◆ Largeur en plan	14,50 m	10,50 m
◆ Longueur en plan	32,75m	25,75 m
◆ Hauteur totale	29,60 m	29,60 m
◆ Hauteur d'étage courant	3,20 m	3,20
◆ Hauteur du RDC	4,00m	4,00 m
◆ Hauteur de la chambre machine.	2,80m	

I-4) Conception structurelle:**I-4-1) Ossature de la structure:**

La structure composée de deux blocs est à ossature mixte, composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de chaque bloc de l'ouvrage.

I-4-2) Planchers:

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages, Leurs rôle principal est de transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Ils supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

a) Planchers en corps creux :

Les planchers réalisés en corps creux sont constitués de nervures, appelés poutrelles, qui assurent la fonction de portance, d'un remplissage en corps creux et d'une dalle de compression en béton.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Plancher dalle pleine en béton armé (Dalles minces) :

Les dalles minces sont utilisées lorsque les charges sont modérées et les portées n'excédant pas les 5,00m, Dans les ouvrages courants, l'épaisseur de la dalle varie entre 08cm et 18 cm.

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine, des paliers de repos et d'étages.

I-4-3) Escalier:

L'escalier est constitué d'un palier de repos, d'une paillasse et d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Notre habitation sera munie d'une seule cage d'escalier, composée de deux volées en béton armé coulé sur place et deux paliers de repos.

I-4-4) Maçonnerie:

- Murs extérieurs : Ils sont réalisés en double cloison en briques creuses de 10 cm avec une lame d'air de 5cm, afin d'assurer une bonne isolation thermique.
- Murs intérieurs : Ils sont réalisés avec une seule cloison en brique creuse de 10 cm, dont le rôle est de séparer les différentes pièces d'un même étage.

I-4-5) Balcons et porte à faux:

Ils sont considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive

Ils sont en corps creux.

Le garde corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1,20m.

I-4-6) Revêtements:

Ils sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les façades extérieures.
- Enduit de plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.
- Le carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

I-4-7) Le joint:

Notre structure est composée de deux blocs séparés par un joint sismique,

Le joint doit assurer l'indépendance complète des blocs qu'il délimite et empêcher leur entrechoquement, il doit être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Il est disposé de façon :

- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.

- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes ;

Forme en L, H, U, T, O....

✚ La forme en plan à la base de la bâtisse avant et après le joint :

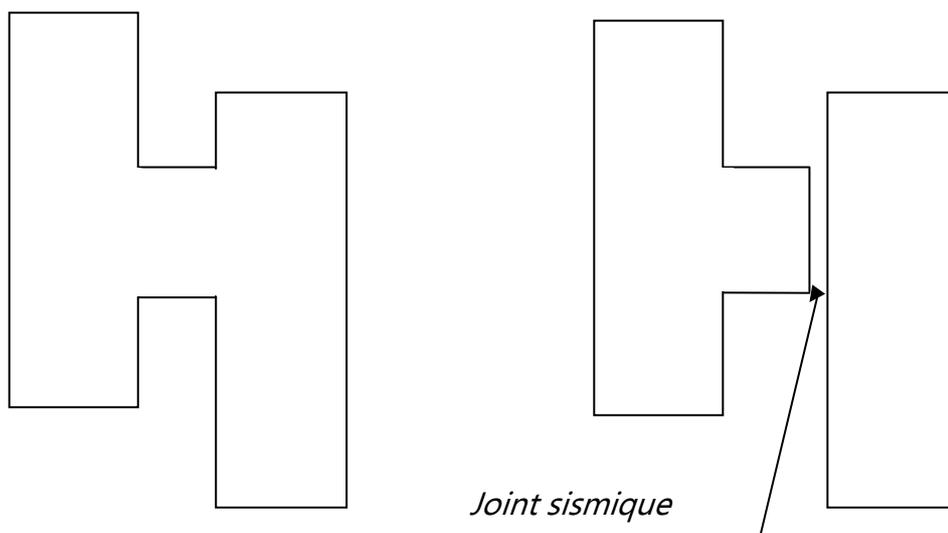


Fig. I-4-7 : la forme du bâtiment avant et après le joint.

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I-5-1) Le béton:

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de granulats naturels normaux, d'eau et de faibles quantités d'adjuvants avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression: f_{cj}

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]}$$

(BAEL91 / Art A.2.1.11)

▪ **Choix des valeurs de la résistance caractéristique :**

Les Règles BAEL stipulent (Art. A. 2.1, 11) que les projets doivent être établis en fonction d'une résistance caractéristique spécifiée, qu'il y a lieu d'obtenir lors de l'exécution. Les compositions des bétons ne sont donc normalement définies au niveau du projet qu'à titre indicatif, à moins qu'on ne dispose soit de références précises, soit de garanties comme c'est le cas pour la résistance caractéristique des bétons prêts à l'emploi, à caractéristiques normalisées (BCN).

✚ Pour la présente étude, on admet que notre chantier fait objet d'un contrôle régulier :

$$f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$$

(BAEL91 / Art A.2.1.13)

b) Résistance caractéristique du béton à la traction: " f_{tj} "

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge « j » jours est défini conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

(BAEL91 / Art A.2.1.12)

C) Déformation du béton:**C-1) Module de déformation longitudinale du béton:**

- Module de déformation instantanée : (BAEL91 / Art A.2.1, 21)

L'expression ci-dessous permet de déterminer la valeur du module de déformation longitudinale instantanée du béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 f_{c j}^{\frac{1}{3}} \text{ [MPa]}$$

✚ Pour $f_{c28} = 25 \text{ [Mpa] ;}$

$$E_{i28} = 32164 ,20 \text{ [MPa]}$$

- Module de déformation différée : (BAEL91/Art A.2.1, 22)

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet que le module de déformation longitudinale différée est égal à l'expression suivante :

$$E_{vj} = 3700 f_{c j}^{\frac{1}{3}} \text{ [MPa]}$$

✚ Pour $f_{c28} = 25 \text{ [Mpa] ;}$

$$E_{v28} = 10818 ,86 \text{ [MPa]}$$

C-2) Module de déformation transversale: (BAEL91/Art A.2.1, 3)

Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : ν : coefficient de poisson = $\frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

$\nu = 0,0$ à l'Etat limite ultime pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ à l'Etat limite de service pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

E : module de Young.

D) Contraintes du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

- **à l'Etat limite ultime (ELU):**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL91/A4.3, 41})$$

Avec :

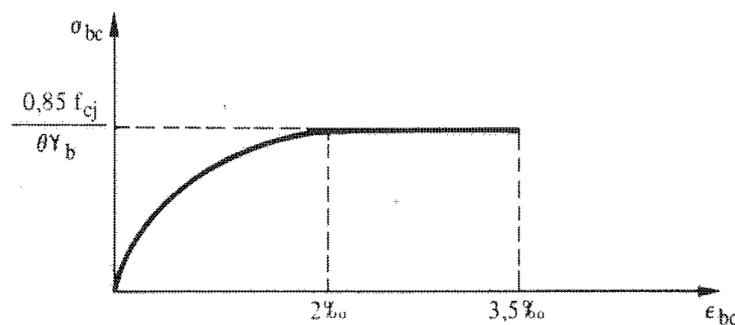
γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \quad \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1,5 \quad \text{situation courante.} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient d'application fonction de la durée d'application des actions considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1, \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieur à 24h.} \\ \theta = 0,9, \quad \text{si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85, \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.} \end{array} \right.$$

- Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bc} = 14,20$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$, on aura : $f_{bc} = 21,74$ [MPa]



❖ **Diagramme contraintes (σ) déformations (ϵ) du béton**

• **à l'état limite de service:**

- Etat limite de compression du béton:

Selon (BAEL91/ Article A.4.5 ,2) la contrainte limite est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

✚ Pour $f_{c28}=25$ [MPa],

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Afin de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), on limite les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91.

On distingue trois cas de fissurations :

▪ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts et clos, dans ce cas, le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire parce que:

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

(BAEL91 /Art A.4.5.32)

▪ **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries et condensations. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = \xi \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.33})$$

▪ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas d'un milieu agressif (eau de mer, certains gaz,...). Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$$

(BAEL91 / Art A.4.5.34)

I-5-2) L'acier: (BAEL91/Art. A.2.2, 1)

L'acier est un alliage fer/carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction auquel le béton résiste mal,

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

a) Caractéristiques mécaniques :

Type d'acier	Nomination	Symboles	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé(TS) TL 520($\Phi < 6$)	TS	520	1,3	1

❖ Tableau donnant la section minimale pour l'ensemble de 1 à 20 barres :

		Diamètre nominale [mm]										
		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Sections en cm² pour un nombre de barres égales à:	1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,05	12,57
	2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,29	9,82	16,09	25,14
	3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,43	14,73	24,14	37,71
	4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,53	6,16	8,05	12,57	19,64	32,18	50,28
	5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,66	7,70	10,06	15,71	24,55	40,23	62,86
	6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,07	18,86	29,46	48,27	75,43
	7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,08	22,00	34,37	56,32	88,00
	8	1,57	2,26	4,02	6,29	9,05	12,32	16,09	25,14	39,29	64,36	100,57
	9	1,77	2,55	4,53	7,07	10,18	13,86	18,10	28,29	44,20	72,41	113,14
	10	1,96	2,83	5,03	7,86	11,31	15,40	20,11	31,43	49,11	80,46	125,71
	11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,45	16,94	22,13	34,57	54,02	88,50	138,28
	12	2,36	3,39	6,03	9,43	13,58	18,48	24,14	37,71	58,93	96,55	150,85
	13	2,55	3,68	6,54	10,21	14,71	20,02	26,15	40,86	63,84	104,59	163,43
	14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,84	21,56	28,16	44,00	68,75	112,64	176,00
	15	2,95	4,24	7,54	11,79	16,97	23,10	30,17	47,14	73,66	120,68	188,57
	16	3,14	4,53	8,05	12,57	18,10	24,64	32,18	50,28	78,57	128,73	201,14
	17	3,34	4,81	8,55	13,36	19,23	26,18	34,19	53,43	83,48	136,77	213,71
	18	3,54	5,09	9,05	14,14	20,37	27,72	36,21	56,57	88,39	144,82	226,28
	19	3,73	5,37	9,55	14,93	21,50	29,26	38,22	59,71	93,30	152,87	238,85
	20	3,93	5,66	10,06	15,71	22,63	30,80	40,23	62,86	98,21	160,91	251,42

b) Contrainte de calcul de l'acier:

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ξ .

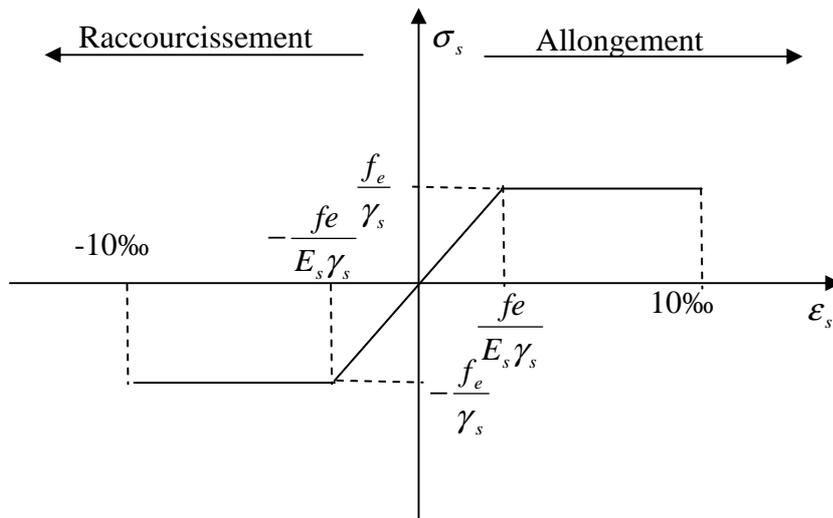
La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL/ Art. A.4.3,2})$$

Avec: γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = 1,15, \text{ en situation durable} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00, \text{ en situation accidentelle} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$



❖ **Diagramme contraintes (σ) déformations (ε) de l'acier**

c) L'enrobage des armatures: (BAEL91 / Art A.7.2 .1)

L'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

— 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles) ;

— 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

— 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

✚ Les éléments résistants de notre structure sont confectionnés par l'union entre des armatures en acier et le béton,

Les aciers résistent bien aux efforts de traction et de compression, tandis que le béton à la compression et résiste mal à la traction.

Cette association permet de limiter les déformations des ouvrages à la condition que le béton adhère parfaitement au ferrailage.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

En ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments constituant l'ossature de notre bâtiment.

II-1) Pré dimensionnement des éléments:

II-1-1) Plancher en corps creux:

Il est constitué d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

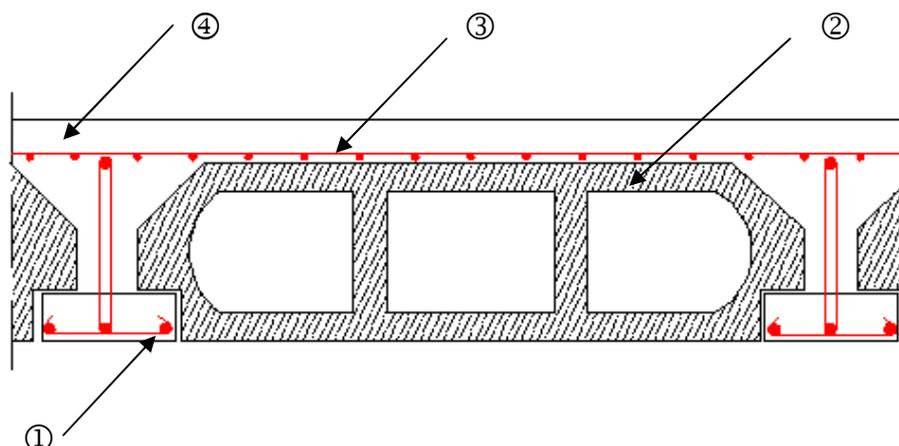
L_{max} : Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas: $L_{max} = 550 - 25 = 525\text{cm}$.

$$h_{tp} \geq 525/22,5 = 23,33\text{cm}.$$

✚ A partir du DTR BC2.2 Art. C3 (Plancher), on opte pour un plancher à corps creux de (20+4) cm.

Soit : $h_t = 24\text{cm}$



- ① Poutrelle
- ② Hourdis ou corps creux.
- ③ Treillis soudé.
- ④ Dalle de compression.

Fig. II-1-1 : Coupe sur plancher en corps creux.

II-1-2) La Dalle pleine:

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions.

- L'épaisseur minimale de la dalle supportant la machine :

$$h_{dp} \geq \frac{l}{30}$$

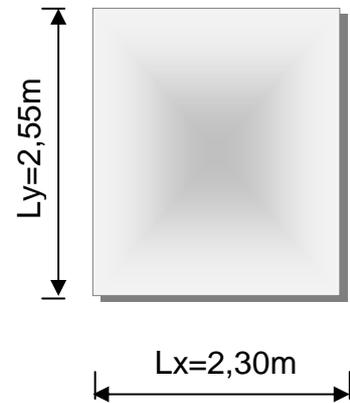
Avec:

L désigne la plus grande portée l_x ou l_y du panneau.

h étant l'épaisseur totale de la dalle.

$$h_{dp} \geq \frac{255}{30} \Rightarrow h_{dp} = 8,5cm.$$

🚧 On prend: $h_{dp} = 15cm$



II-1-3) Les Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{aligned}$$

avec: h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée entre nus d'appuis.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

✓ $b \geq 20cm$

✓ $h \geq 30cm$

✓ $h / b \leq 4,0$

(RPA99/art. 7.5.1)

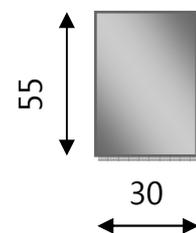
a) Les Poutres principales :

- L_{max} entre axes est de 725cm.

L_{max} entre nus d'appuis = $725 - 30 = 695cm$.

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 46,33cm \leq h \leq 69,5cm \Rightarrow h = 55cm$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 22cm \leq b \leq 38,5cm \Rightarrow b = 30cm$

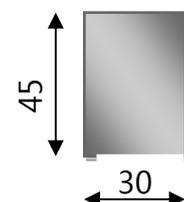


- L_{max} entre axes est de 550cm.

L_{max} entre nus d'appuis = $550 - 30 = 520cm$.

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 34,67cm \leq h \leq 52cm \Rightarrow h = 45cm$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 18cm \leq b \leq 31,5cm \Rightarrow b = 30cm$



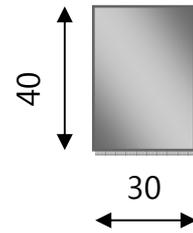
b) Les Poutres secondaires :

- L_{max} entre axes est de 550cm.

$$L_{max} = 550 - 30 = 520\text{cm.}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow 34,67\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm} \quad \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \Rightarrow b = 30\text{cm}$$



➤ **vérification des conditions du RPA:**

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$
- ✓ $h / b \leq 4,0 \quad \Rightarrow 55 / 30 = 1,8 \leq 4,0 \quad \text{Condition vérifiée}$

II-1-4) Les poteaux:

Pour pré dimensionner les poteaux, on doit d'abord calculer la descente de charges sur la section revenant au poteau la plus sollicité

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

Avec :

N_s : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

II-2) Détermination des charges et surcharges:

II-2-1) Charges permanentes:

a) Plancher terrasse inaccessible:

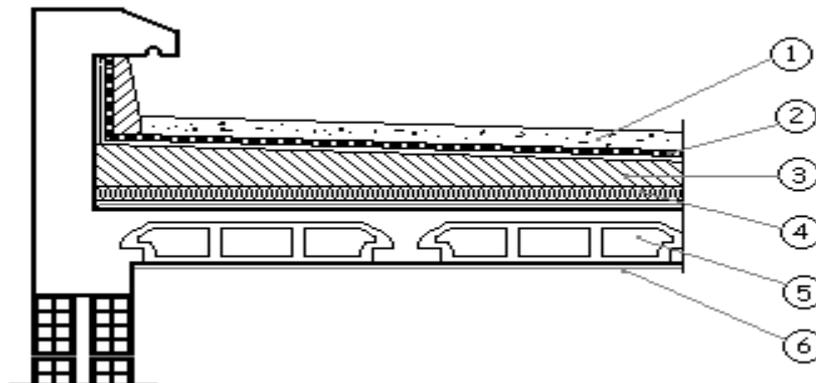


Fig. II-1-1-a : Élément constituant le plancher courant.

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	Charge G [KN/m ²]
1	Couche de gravillons	5	1,00
2	Etanchéité multicouches		0,12
3	Béton en forme de pente (1,5%)	/	0,88
4	Isolation thermique	4	0,16
5	Dalle en corps creux	20+4	3,20
6	Enduit de plâtre	2	0,20
			G_{total} = 5,56

b) Plancher d'étage courant :

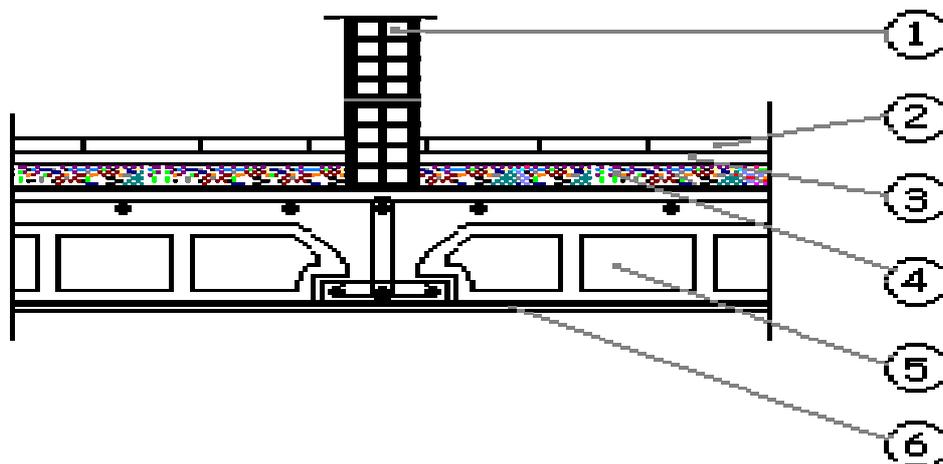


Fig. II-1-1-b : Élément constituant le plancher courant.

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	Charge G [KN / m ²]
1	Cloison en brique creuse	10	0,90
2	Revêtement carrelage	2	0,40
3	Mortier de pose	2	0,40
4	Couche de sable	2	0,36
5	Plancher en corps creux	20+4	3,20
6	Enduit plâtre	2	0,20
			G_{total} = 5,46

c) Plancher en dalle Pleine :

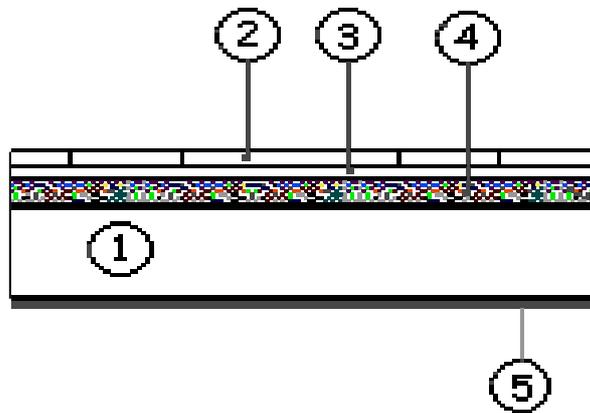


Fig. II-1-1-c : Eléments constituant la dalle pleine.

N°	Eléments	Epaisseur [cm]	Poids Surfaceutique [KN/m ²]	Charge G [KN/m ²]
1	Dalles pleines en béton	15	0,25	3,75
2	Revêtement en carrelage	2	0,20	0,40
3	Mortier de pose	2	0,20	0,40
4	Couche de sable	2	0,18	0,36
5	Enduit en mortier ciment	2	0,20	0,40
				G_t=5,31

d) La maçonnerie:

✓ **Murs extérieurs:**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30cm.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	0,40
2	Brique creuse	2x0,10	1,80
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
			G_{total} = 2,40

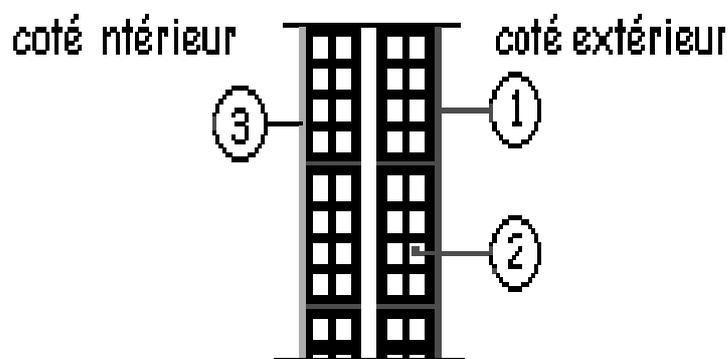


Fig. II-1-1-d₁ : Éléments constituant le mur extérieur.

✓ **Murs intérieurs:**

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des 2 faces.

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Brique creuse	0,1	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
			G_{total} = 1,30

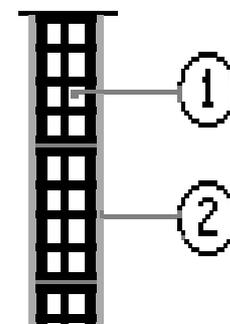


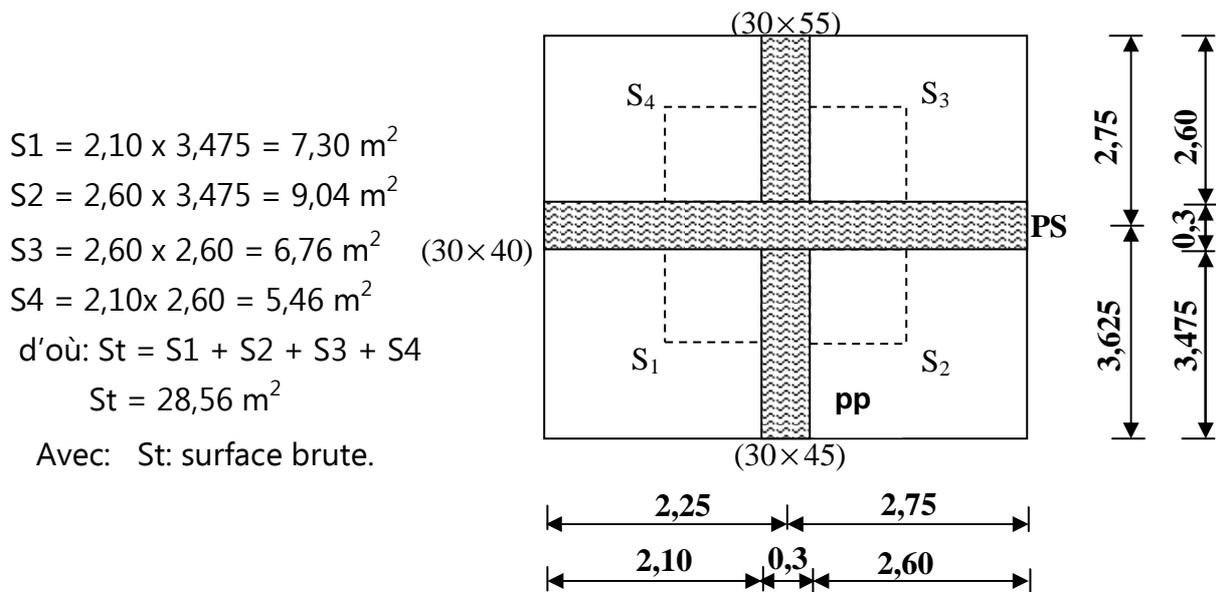
Fig. II-1-1-d₂: Éléments constituant le mur intérieur.

II-2-2) surcharges d'exploitations:

Eléments	Surcharges
◆ Acrotère	1KN/m ²
◆ Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
◆ Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m ²
◆ Les escaliers	2,5 KN/m ²
◆ balcons	3,5 KN/m ²

a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

✚ Le poteau le plus sollicité est B4 pour le bloc G et F5 pour le bloc D



b) Calcul du poids des éléments revenant au poteau le plus sollicité:

b₁) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau le plus sollicité:

- Poutres principales :

$$P_{pp} = [(0,55 \times 0,30 \times 2,60) + (0,45 \times 0,30 \times 3,475)] \times 25 = 22,45 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 0,40 \times 0,30 \times 4,70 \times 25 = 14,10 \text{ KN}$$

Poids total des poutres:

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 22,45 + 14,10 = 36,55 \text{ KN.}$$

b₂) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau le plus sollicité :

- Poids propre du plancher terrasse :

$$P_{pt} = G_t \times S = 5,56 \times 28,56 = 158,79 \text{KN}$$

- Poids propre du plancher des étages courants:

$$P_{pc} = G_c \times S = 5,46 \times 28,56 = 155,94 \text{ KN}$$

b₃) Calcul du poids propre des poteaux:

- Poids des poteaux des étages : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 3,20 = 7,20 \text{KN}$

- Poids du poteau de RDC : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 4,00 = 9,00 \text{KN}$

b₄) Calcul des surcharges d'exploitations:

- Terrasse: $Q_{terr} = 1 \times 28,56 = 28,56 \text{KN}$

- Etages courants: $Q_c = 1,5 \times 28,56 = 42,84 \text{KN}$

Avec : Q_{terr} : surcharge d'exploitation du plancher terrasse: $Q_{terr} = 28,56 \text{KN}$

Q_c : surcharges d'exploitations du plancher étage courant : $Q_c = 42,84 \text{KN}$

❖ **La descente de charges :**

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des Planches	Poids poutres	Poids poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
9	158,79	36,55	/	195,34	195,34	28,56	28,56	223,90	149,27	30x35
8	155,94	36,55	7,20	199,69	395,03	42,84	71,40	466,43	310,95	30x35
7	155,94	36,55	7,20	199,69	594,72	42,84	114,24	708,96	472,64	30x35
6	155,94	36,55	7,20	199,69	794,41	42,84	157,08	951,49	634,33	35x40
5	155,94	36,55	7,20	199,69	994,10	42,84	199,92	1194,02	796,01	35x40
4	155,94	36,55	7,20	199,69	1193,79	42,84	242,76	1436,55	957,70	35x40
3	155,94	36,55	7,20	199,69	1393,48	42,84	285,60	1679,08	1119,39	40x45
2	155,94	36,55	7,20	199,69	1593,17	42,84	328,44	1921,61	1281,07	40x45
1	155,94	36,55	9,00	201,49	1794,66	42,84	371,28	2165,94	1443,96	40x45

c) **Section adoptée :**

$S \geq N_s / \sigma_{bc} = (2165,94 \times 10^3) / (15 \times 10^2) = 1443,96 \text{ cm}^2$
 on opte pour une section de poteaux $S = (40 \times 45) \text{ cm}^2 = 1800 \text{ cm}^2$

d) **Vérifications des poteaux:**

➤ Selon le (RPA 99/ Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$ → En zone I et II_a
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.}$ → En zone III et II_b
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Poteaux [cm]	Conditions exigées par le RPA	Valeurs calculées [cm]	Observation
40x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 400/20 = 20$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	$\frac{1}{4} < 0,88 < 4.$	Condition vérifiée

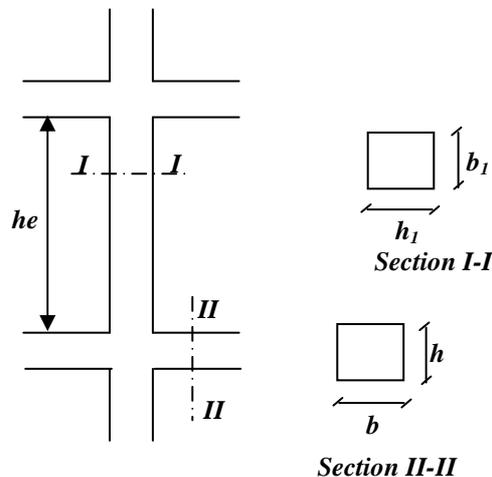


Fig. II-2-3 : Coffrage des poteaux

➤ **Vérification des poteaux au flambement:**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

Avec:

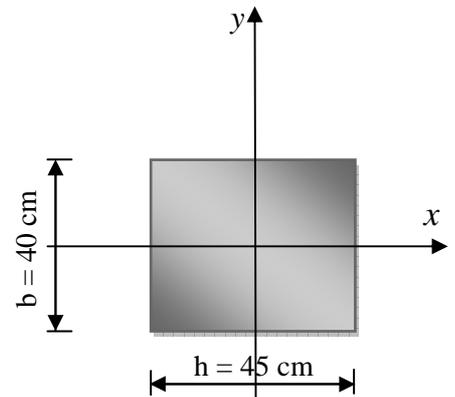
$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{L'élanement du poteau.}$$

L_f : Longueur de flambement. ($L_f = 0,7l_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration. } i = \sqrt{\frac{I_{xx}}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$



Avec :

I_{xx} : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12}$$

S_{pot} : Section du poteau. $S_{pot} = b \times h$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,7l_0 \sqrt{12}}{b} \approx \frac{2,42 l_0}{b}$$

AN:

- RDC : $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (40 \times 45) \\ l_0 = 4,00m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 24,20 < 50$
- 1^{er} étage et 2^{ème} étage: $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (40 \times 45) \\ l_0 = 3,20m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 19,36 < 50$
- 3^{ème} étage, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage : $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (35 \times 40) \\ l_0 = 3,20m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 22,12 < 50$
- 6^{ème} étage, 7^{ème} étage et 8^{ème} étage : $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (30 \times 35) \\ l_0 = 3,20m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 25,81 < 50$

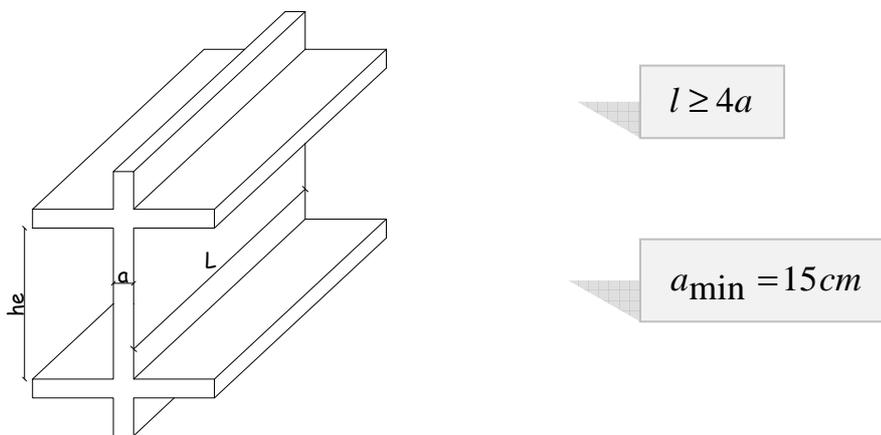
🚦 Les conditions sont vérifiées, donc on peut dire qu'il n'y a pas de risque de flambement.

II-2-5) Les voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures, ils assurent deux fonctions principales :

- Éléments porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à [art 7-7-1/RPA99] :



Suivant les conditions de rigidité posé par le [RPA/Art.7-7-1], fig. 7.8, les voiles de notre structure peuvent être situés dans le 1^{er} et le 2^{ème} cas avec :

$$a \geq \frac{h_e}{22} \quad \text{et} \quad a \geq \frac{h_e}{25}$$

Pour les étages : $h_e = 320 - 24 = 296\text{cm}$

$$a \geq \frac{296}{22} \Rightarrow a \geq 13,45\text{cm}$$

$$a \geq \frac{296}{25} \Rightarrow a \geq 11,84\text{cm}$$

Pour le RDC : $h_e = 400 - 24 = 376\text{cm}$

$$a \geq \frac{376}{22} \Rightarrow a \geq 17,09\text{cm}$$

$$a \geq \frac{376}{25} \Rightarrow a \geq 15,04\text{cm}$$

📌 On adopte pour une épaisseur de 20cm pour les voiles du RDC et tous les étages.

✚ En résumé, le prédimensionnement des éléments a donné :

- Un plancher d'épaisseur de 24cm.
- Une dalle pleine supportant la machine de l'ascenseur de 15 cm d'épaisseur.
- Des poutres principales de section droite de (30x55) et de (30x45) cm².
- Des poutres secondaires de section droite de (30x40) cm².
- Des poteaux rectangulaires de section droite (40x45) cm²/ (35x40) cm²/ (30x35) cm²
- Et finalement des voiles de 20cm d'épaisseur.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

III-1) Calcul des planchers en corps creux :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

Le calcul de plancher sera fait en deux étapes :

Etape 1 : avant le coulage de la dalle de compression.

Etape 2 : après le coulage de la dalle de compression.

III-1-1) La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

- Avec :
- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire.
 - L : Entre axes des poutrelles en [cm].
 - f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé [MPa].

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

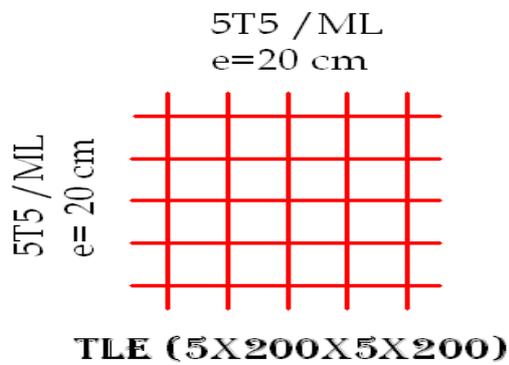
🚧 On adoptera : **5T5/ml** = $0,98 \text{ cm}^2/\text{m}$

b) Armatures // aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

AN : $A_{\parallel} = \frac{0,98}{2} = 0,49$

- ✚ On adoptera $5T5/ml = 0,98 \text{ cm}^2/ml$.
- ✚ On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension **(200x200)** d'un diamètre des barres: 5mm **(TS 5X200X5X200)**



III-1-2) poutrelles:

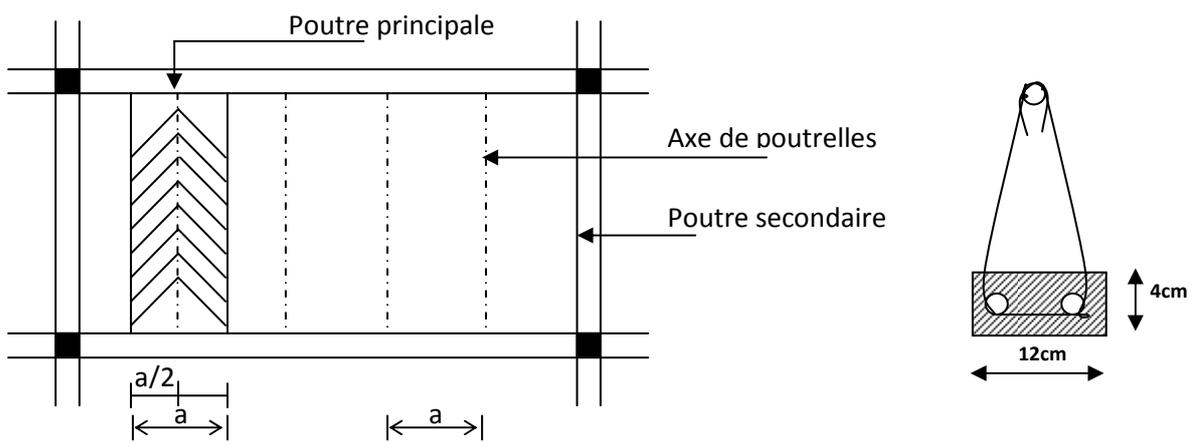


Fig. III-1-2 : Surface revenant à la poutrelle.

Avec : a : est la largeur du plancher reprise par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Estimation de Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25.....0,12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0,65 x 0,95.....0,62 KN/ml,
- Charge permanente : **G = 0,74 KN/ml.**
- Charge d'exploitation : **Q=1 KN/ml.**

➤ **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Moment maximal en travée:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 5,50^2}{8} = 9,45 \text{ KN} \Rightarrow M_0 = 9,45 \text{ KN}$$

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 5,50}{2} = 6,87 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} = 6,87 \text{ KN}$$

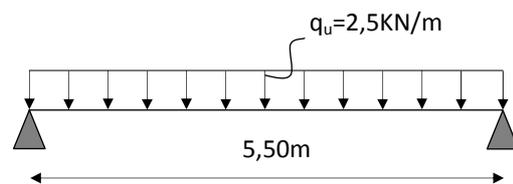


Schéma statique

➤ **Calcul des armatures :**

Dimensions de la section droite de la poutrelle :

$$b=12\text{cm}; \quad h=4\text{cm}; \quad d = h-c = 4-2 = 2\text{cm}$$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm.}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{9,45 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 13,86 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

- SDA : Section doublement armée.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles sont soumises avant coulage.

b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

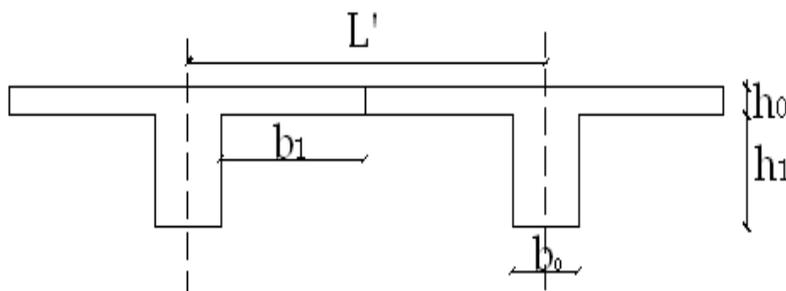
Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

➤ **Détermination de la largeur de la table de compression :**
(BAEL91/Art. A.4.1,3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

AN: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{550}{10} ; \frac{65-12}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$



- Avec :**
- \$L\$: Longueur libre entre nus d'appuis (520 cm).
 - \$L'\$: Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).
 - \$b_0\$: Largeur de la poutrelle (12cm).
 - \$h_0\$: Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).
 - \$h_1\$: Epaisseur du corps creux (20cm).
 - \$b_1\$: Largeur de l'hourdis (26.5cm).

➤ **Estimation de Charges et surcharges :**

* Plancher terrasse :

Poids propre du planches..... $G=5,56 \times 0,65=3,614 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)..... $Q=1 \times 0,65=0,65 \text{KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,65 = 5,854 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_u=5,85 \text{KN/ml}}$$

* Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher..... $G=5,46 \times 0,65=3,55 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)... $Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{KN/ml}$

$$q_u = 1,35 \times 3,55 + 1,5 \times 0,975 = 6,25 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_u=6,25 \text{KN/ml}}$$

❖ Remarque :

Pour la suite de calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher d'étage courant : $\mathbf{q_u=6.25 \text{KN/ml}}$.

➤ **Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

• **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

▪ **Conditions d'application de la méthode :**

- ① La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/m². $Q \leq (2G , 5 KN)$

AN: $G = 2 \times 5,46 = 10,92KN$

$Q = 1,5 KN/m^2 \leq (10,92 KN ; 5 KN) \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- ② La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

- ③ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{5,50}{4,50} = 1,22 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,50}{4,00} = 1,12 \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- ④ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

$I_i = I_{i+1} = \dots = I_{i+6} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

👉 Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Application de la méthode :**

Soit α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b}$$

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes tel que :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ avec : **L** longueur entre nus des appuis.

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w), et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

①
$$M_t \geq \max \{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

②
$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$
 Dans une travée intermédiaire.

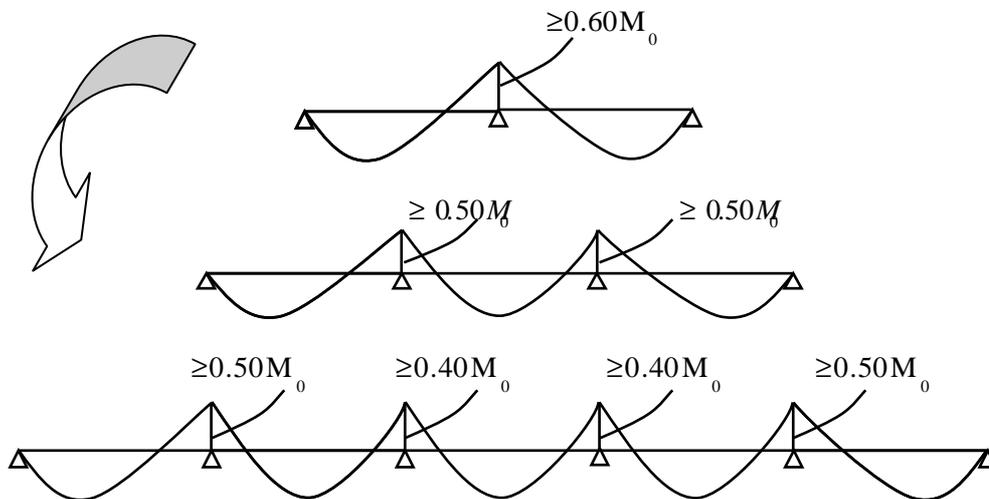
$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$
 Dans une travée de rive.

③ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

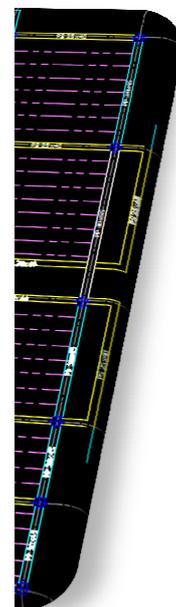
0,6M₀ : Pour une poutre à deux travées.

0,5M₀ : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4M₀ : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

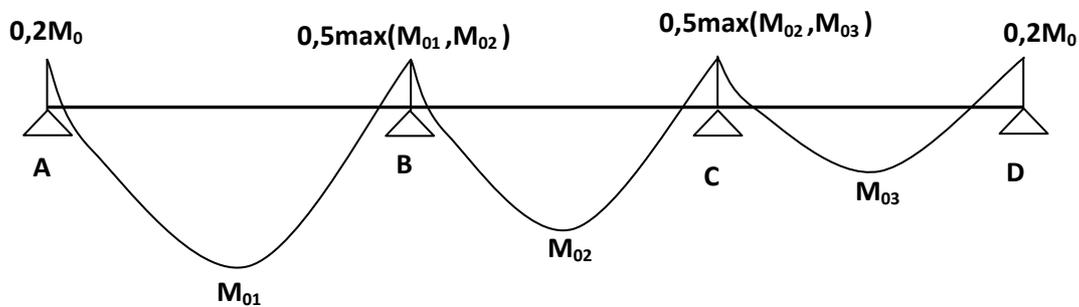
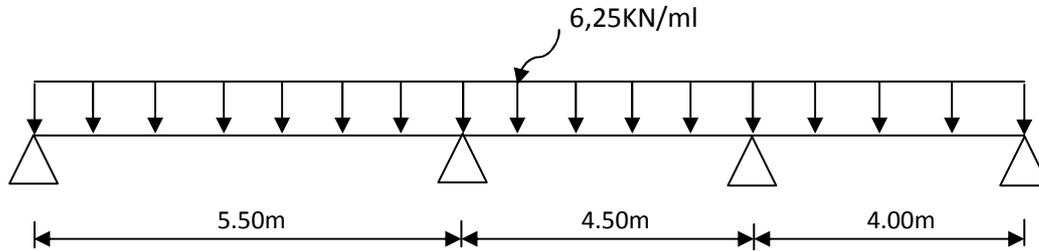


- ✚ Le calcul de plancher va se décomposer en deux en considérant le 1^{er} type le plancher du bloc gauche et le 2^{ème} type le plancher du bloc droit de notre structure



Type 1 : bloc gauche

➤ **Calcul des efforts internes à l'ELU** : $q_u = 6,25 \text{ KN/ml}$



-Les moments isostatiques :

Pour la 1^{ère} travée **A-B** : $M_0^1 = \frac{6,25 \times 5,50^2}{8} = 23,63 \text{ KN.m}$

Pour la 2^{ème} travée **B-C** : $M_0^2 = \frac{6,25 \times 4,50^2}{8} = 15,82 \text{ KN.m}$

Pour la 3^{ème} travée **C-D** : $M_0^3 = \frac{6,25 \times 4,00^2}{8} = 12,50 \text{ KN.m}$

✓ **Moments aux appuis** :

$M_A = 0,2 M_0^1 = 0,2 \times 23,63 = 4,73 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \max(M_0^1; M_0^2) = 0,5 \times M_0^1 = 0,5 \times 23,63 = 11,82 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,5 \max(M_0^2; M_0^3) = 0,5 \times M_0^2 = 0,5 \times 15,82 = 7,91 \text{ KN.m}$

$M_D = 0,2 M_0^3 = 0,2 \times 12,5 = 2,5 \text{ KN.m}$

✓ **Moments en travées:**

Travée AB :

- **exemple de calcul :**

Nous avons : $\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b} = \frac{1,5}{5,46 + 1,5} = 0,22$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ 1,05 M_0^1; (1 + 0,3\alpha) M_0^1 \}$$

$$M_t + \frac{(0,2 + 0,5) M_0^1}{2} \geq \max \{ 1,05 M_0^1; (1 + 0,3 \times 0,22) M_0^1 \}$$

$$M_t + 0,35 M_0^1 \geq \max \{ 1,05 M_0^1; 1,07 M_0^1 \}$$

$$M_t \geq (1,07 - 0,35) M_0^1 \Rightarrow * M_t \geq 0,72 M_0^1$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^1$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} M_0^1$$

$$* M_t \geq 0,63 M_0^1$$

$$M_t \geq \max (0,72 M_0^1; 0,63 M_0^1) = 0,72 M_0^1$$

Donc la valeur de :

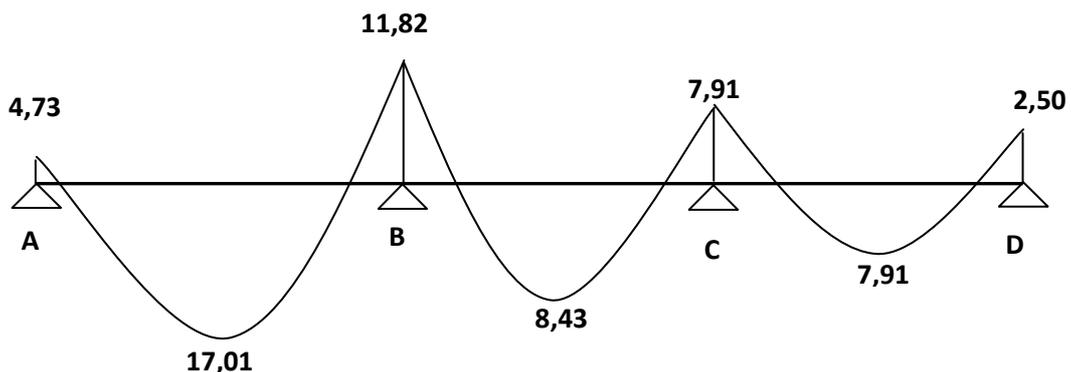
$$M_t \geq 0,72 \times 23,63 = 17,01 \text{ KN.m}$$

Travées A B : $M_t = 17,01 \text{ KN.m}$

Travées B C : $M_t = 8,43 \text{ KN.m}$

Travée C D : $M_t = 7,91 \text{ KN.m}$

▪ **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU:**



- Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T = V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec :} \quad \theta = \frac{qL}{2}$$

➤ La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{6,25 \times 5,50}{2} = 17,18 \text{ KN}$$

$$V_A = 17,18 + \frac{(-11,82) - (-4,73)}{5,50}$$

$$V_A = 15,89 \text{ KN}$$

$$V_B = -17,18 + \frac{(-11,82) - (-4,73)}{5,50}$$

$$V_B = -18,47 \text{ KN}$$

➤ La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{6,25 \times 4,50}{2} = 14,06 \text{ KN}$$

$$V'_B = 14,06 + \frac{(-7,91) - (-11,84)}{4,50}$$

$$V'_B = 14,93 \text{ KN}$$

$$V_C = -14,06 + \frac{(-7,91) - (-11,84)}{4,50}$$

$$V_C = -13,19 \text{ KN}$$

➤ La travée (C-D) :

$$\theta = \frac{6,25 \times 4,00}{2} = 12,50 \text{ KN}$$

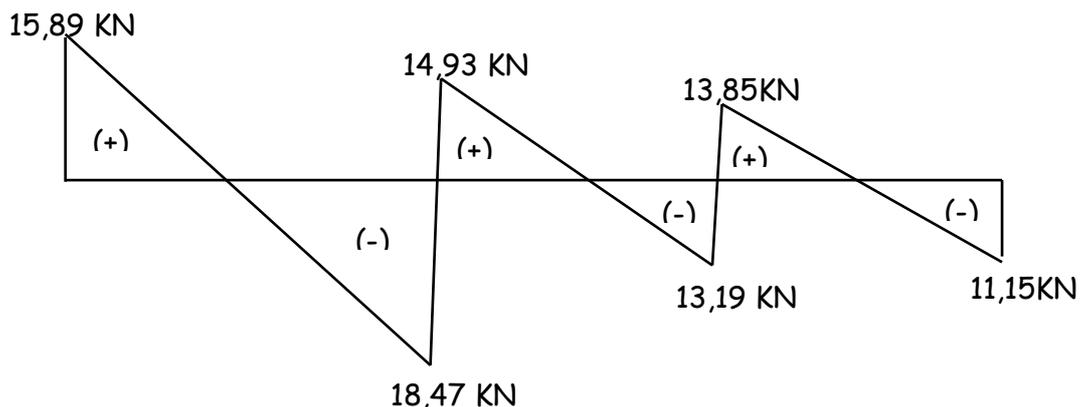
$$V'_C = 12,50 + \frac{(-2,5) - (-7,91)}{4,00}$$

$$V'_C = 13,85 \text{ KN}$$

$$V_D = -12,50 + \frac{(-2,5) - (-7,91)}{4,00}$$

$$V_D = -11,15 \text{ KN}$$

▪ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :**



➤ **Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- En travée : $M_t^{max} = M_u = 17,01 \text{KN.m}$

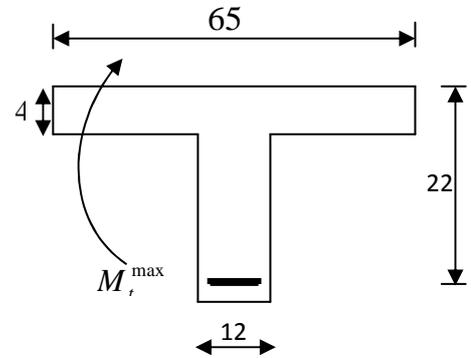
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$M_T = 73,84 \text{KN.m} > M_u = 17,01 \text{KN.m}$$

$M_T > M_u$; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.



- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** ($b \times h$) = (65x24).

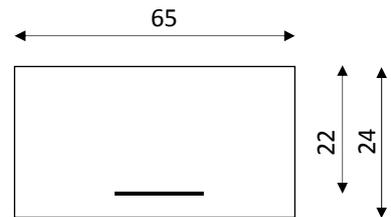
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,01 \times 10^6}{650 \times (220)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A.)}$$

$$\mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

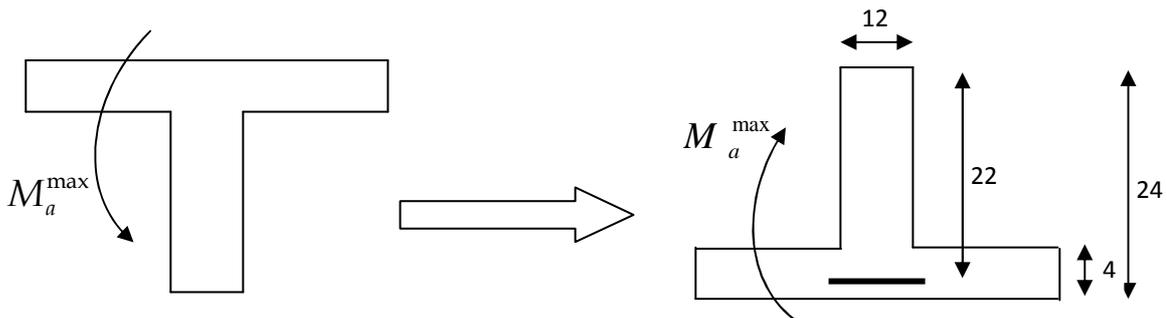
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,01 \times 10^2}{0,981 \times 22 \times 34,8} = 2,27 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,27 \text{cm}^2 ; \text{ on prend: } \mathbf{2AH10 + 1AH12 = 2,70 \text{cm}^2}$$



- Sur appuis: $M_a^{max} = 11,82 \text{KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,82 \times 10^6}{120 \times (220)^2 \times 14,2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,143 \Rightarrow \beta = 0,9225$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,82 \times 10^2}{0,9225 \times 22 \times 34,8} = 1,67 \text{ cm}^2$$

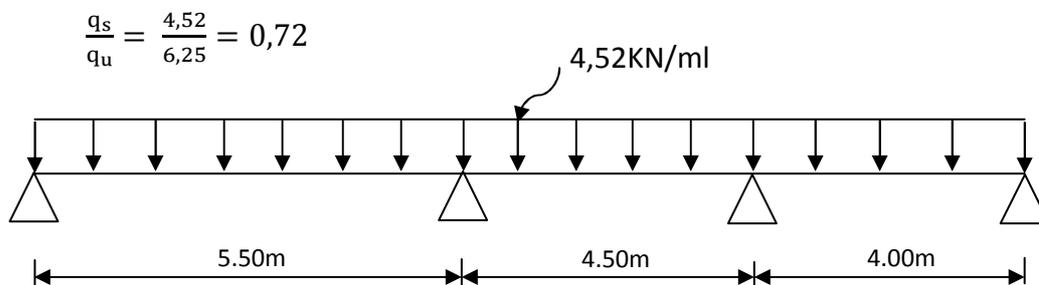
Soit : 1HA10 + 1HA12 = 1,92cm²

Soit : 1HA10 filant et 1HA12 comme chapeau

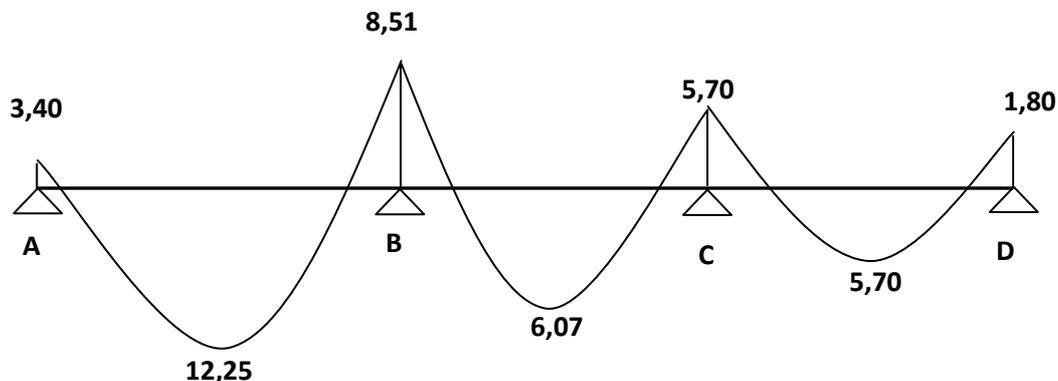
▪ **Combinaison de charge a l'ELS:**

$$q_u = (G + Q) \times 0,65 = (5,46 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,52 \text{ KN/ML}}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .



▪ **Diagramme des moments à l'ELS :**



a) Vérification à l'état limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ $\frac{h}{L} = \frac{0,24}{5,50} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{L} = 0,044 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{12,25}{15 \times 17,10} = 0,047 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.
- ✓ $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,70}{12 \times 22} = 0,0102 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Avec: $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,52 \times 5,5^2}{8} = 17,10 \text{KN.m}$

Deux des trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche : (BAEL91/Art B.6.5,2)**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5500}{500} = 11 \text{ mm}$

Avec :

M_t^s : Moment fléchissant max à l'ELS = 12,25 KN.m

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé = 10819Mpa (voir chapitre I)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

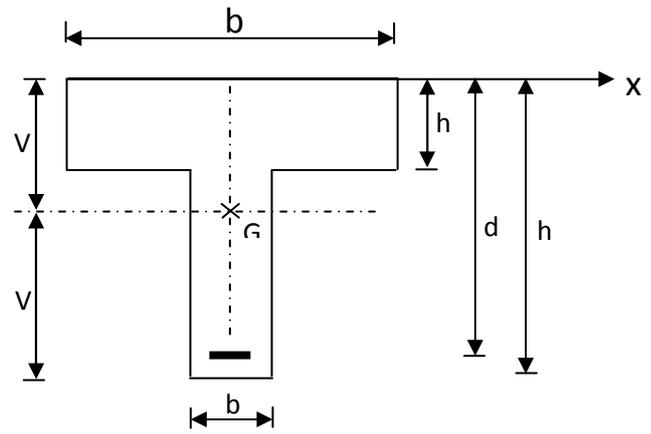
μ, λ_v : Coefficients.

- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (24 - 4) \times 12 + 15 \times 2,70$$

$$B_0 = 540,50 \text{ cm}^2$$



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0)b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (24 - 4) \times 12 \times \left[\frac{24 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2,70 \times 22$$

$$S /_{xx} = 4771 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4771}{540,50} = 8,83 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 8,83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 8,83 = 15,17 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 15,17 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (8,83^3 + 15,17^3) + (65 - 12)4 \left[\frac{4^2}{12} + (8,83 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,70 (15,17 - 2)^2$$

$$I_0 = 33914,99 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,70}{12 \times 22} = 0,0102$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0102 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,61$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = \mathbf{0,644}$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] \quad \text{Avec :}$$

* La contrainte limite dans l'acier : **(BAEL91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$

✓ **En travées** : $M_{ts} = 12,25 \text{ KN.m}$ et $A_t = 2,70 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,70}{12 \times 22} = 1,023 \rightarrow K_1 = 20,675 \rightarrow \beta_1 = 0,8595$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{12,25 \times 10^3}{0,8595 \times 22 \times 2,70} = 239,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 239,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0102 \times 239,94 + 2,1} \right]$$

$$\mu = \mathbf{0,69}$$

• **Calcul de l'inertie fictive I_{fv}** :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 33914,99}{1 + 0,644 \times 0,69} = 25829,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{25829,08 \text{ cm}^4}$$

• **Calcul de flèche** : $f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

$$f = \frac{12,25 \times 10^6 (5200)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 25829,08} ; f = 11,85 \text{ mm}$$

$$f = 11,85 \text{ mm} > \bar{f} = 11 \text{ mm}$$



Flèche inadmissible

On doit augmenter la section des armatures ; soit : $3HA12 = 3,39 \text{ m}^2$

• **Vérfications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2,1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

✓ En travée :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sur appuis :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$; $V_u^{\text{max}} = 18,47 \text{ KN}$

Fissuration peu nuisible : **(BAEL91/Art A.5.1,211)**

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{18,47 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:**
(BAEL91/Art A.6.1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,47 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 113} = 0,83 \text{ MPa}$$

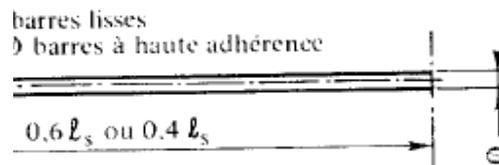
$$\tau_{se} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/Art. A.6.1, 22)

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$



Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers H.A ; **Donc : L_c = 17cm**

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

(BAEL91/art. A.5.1,3)

1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 18,47 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1,55 MPa < 13,33 MPa ⇒ Condition vérifiée.

2-Sur l'acier :

✓ Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_U .

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{18,47 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_U^{\max}$$

$$M_{\max} = 12,25 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 220 \times 18,47 \times 10^3 = 3,66 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max}$ → Les armatures calculées sont suffisantes.

- Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :

(BAEL91/Art A.5.1,322)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$

AN : $R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 14,93 + 18,47 = 33,40 \text{ KN}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{33,40 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1,41 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (BAEL91/Art A.5.3,2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{18,47 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 0,95 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales : (BAEL91/Art A.7.2)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \phi_t^{\max}, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{24}{35}, 12, \frac{12}{10} \right) \right\} \Rightarrow \phi_t = 0,68 \text{ cm}; \text{ soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}.$$

On choisi un cadre 6 avec **A_t = 2HA6 = 0,57cm²**

- **Espacement max des armatures transversales : (BAEL91/Art A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 22 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : **(BAEL91/artA.5.1,23)**

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,95 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 26,82 \text{ cm .}$$

Soit $S_t \leq \min \{ S_{t1}; S_{t2} \} = \min (19,8\text{cm} ; 26,82\text{cm}) = 19,8\text{cm}$.
 On opte pour : $S_{t_{max}} = 15\text{cm}$.

• **Pourcentage minimum des armatures transversales:(BAEL91/ArtA.5.1,22)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{min} \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

🚧 On choisi un cadre $\phi 6$ avec: $A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ tous les 15 cm.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL91/Art. A.4.5,3)

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$

✓ **En travées** : $M_{ts} = 12,25 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 22} = 1,28 \rightarrow K_1 = 17,80 \rightarrow \beta_1 = 0,8476$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{12,25 \times 10^3}{0,8476 \times 22 \times 3,39} = 193,78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 193,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** : $M_{as} = 8,51 \text{ KN.m}$ et $A_a = 1,92 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,92}{12 \times 22} = 0,727 \rightarrow K_1 = 25,485 \rightarrow \beta_1 = 0,8765$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,51 \times 10^3}{0,8765 \times 22 \times 1,92} = 229,85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 229,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En travées** :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193,78}{17,80} = 10,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229,85}{25,485} = 9,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$✓ \quad \frac{h}{L} = \frac{0,24}{5,50} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$✓ \quad \frac{h}{L} = 0,044 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{12,25}{15 \times 17,10} = 0,047 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$✓ \quad \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,0128 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,52 \times 5,5^2}{8} = 17,10 \text{ KN.m}$$

✚ Deux des trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

- Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5,2)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5500}{500} = 11 \text{ mm}$$

Avec : M_t^s : Moment fléchissant max à l'ELS = 12,25 KN.m

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé = 10819 Mpa (voir chapitre I)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

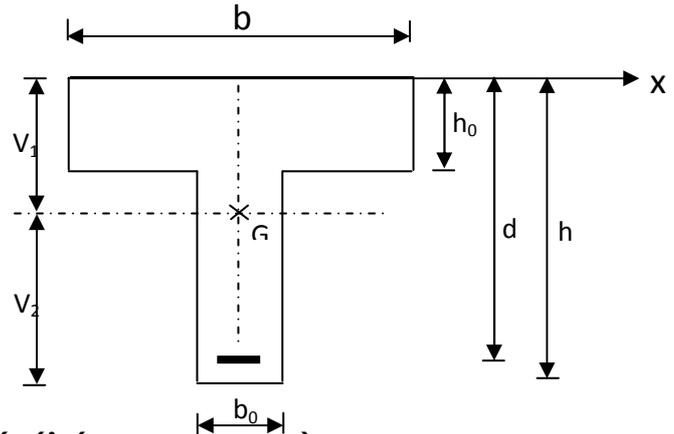
μ, λ_v : Coefficients.

- Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (24 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 550,85 \text{ cm}^2$$



- Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0)b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (24 - 4) \times 12 \times \left[\frac{24 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3,39 \times 22$$

$$S /_{xx} = 4998,70 \text{ cm}^3$$

- Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4998,70}{550,85} = 9,07 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 9,07 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9,07 = 14,93 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 14,93 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (9,07^3 + 14,93^3) + (65 - 12)4 \left[\frac{4^2}{12} + (9,07 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (14,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 35677,27 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,0128$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0128 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,285$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = 0,51$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0128 \times 19378 + 2,1} \right] = 0,69$$

$$\mu = \mathbf{0,69}$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 35677,27}{1 + 0,51 \times 0,69} = 29029,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{29029,51 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{12,25 \times 10^6 (5200)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 29029,51} ; f = 10,55 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : **f = 10,55 mm**

$$f = 10,55 \text{ mm} < \bar{f} = 11 \text{ mm} \quad \curvearrowright \quad \textit{Flèche admissible.}$$

- ✚ Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**

- **3HA12** filante pour le lit inférieur.
- **1HA10** filant et **1HA12** comme chapeau pour le lit supérieur.

- **Armatures transversales :**

- **2HA6** tous les 15cm.

➤ Plan de ferrailage du plancher :

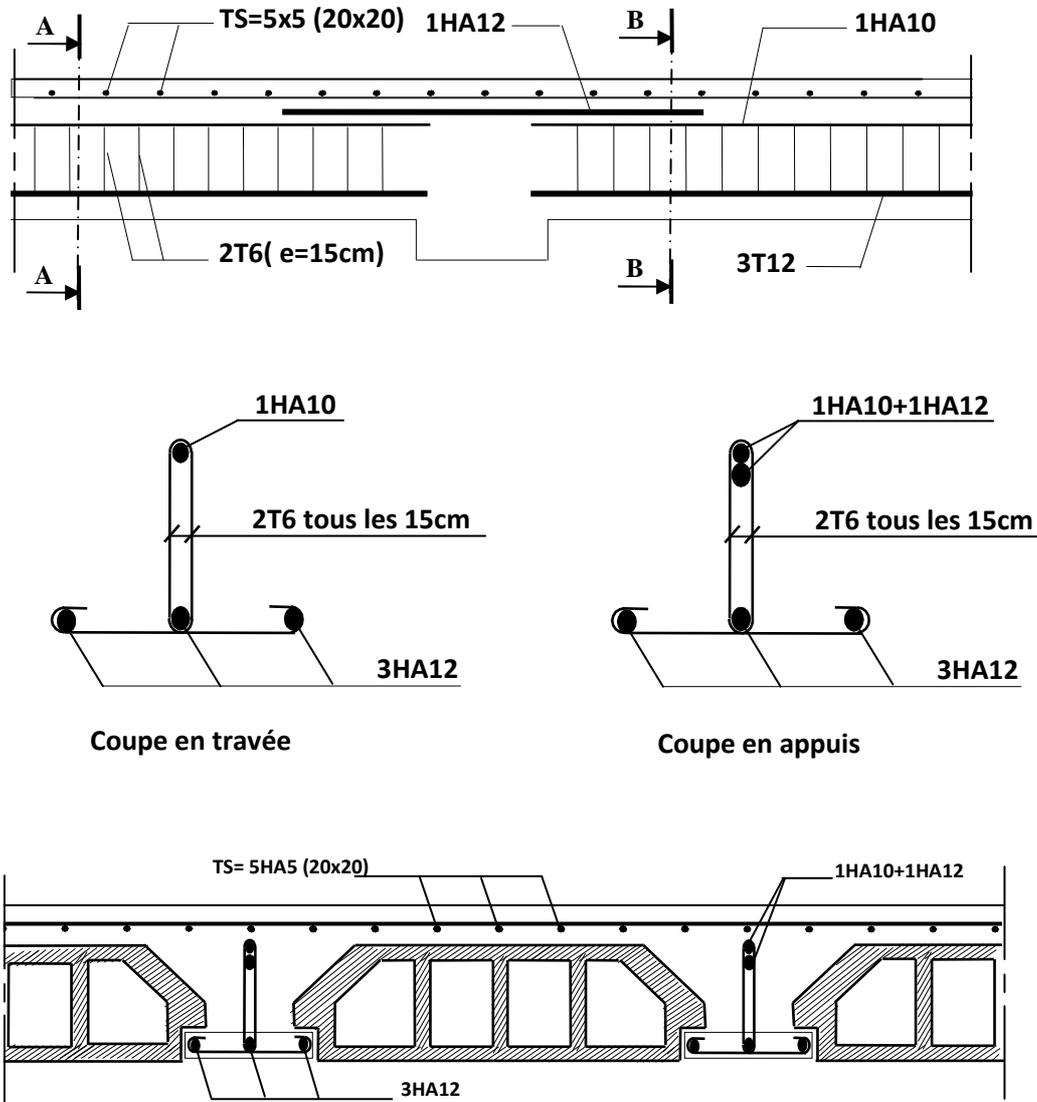
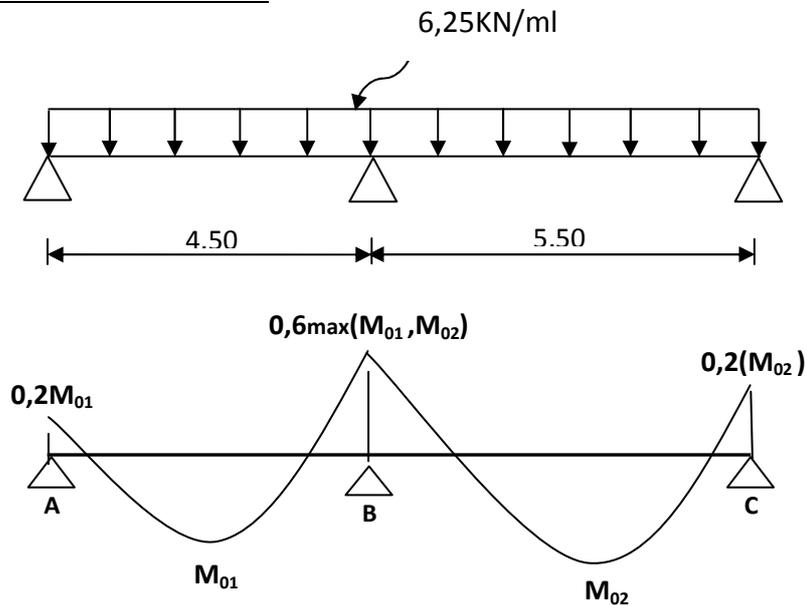


Fig. III-1-2-b₁: Ferrailage du plancher bloc gauche.

Type 2 : bloc droit

➤ **Calcul des efforts à l'ELU :**



- Les moments isostatiques :

Pour la 1^{ère} travée **A-B** : $M_0^1 = \frac{6,25 \times 4,50^2}{8} = 15,82 \text{ KN.m}$

Pour la 2^{ème} travée **B-C** : $M_0^2 = \frac{6,25 \times 5,50^2}{8} = 23,63 \text{ KN.m}$

✓ aux appuis :

$$M_A = 0,2M_0^1 = 0,2 \times 15,82 = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^1 ; M_0^2) = 0,6 \times M_0^2 = 0,6 \times 23,63 = 14,17 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^2 = 0,2 \times 23,63 = 4,73 \text{ KN.m}$$

✓ en travées:

Travée AB : de la même manière que le bloc 1

- exemple de calcul :

Nous avons :
$$\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b} = \frac{1,5}{5,46 + 1,5} = 0,22$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ 1,05 M_0^1; (1 + 0,3\alpha) M_0^1 \right\}$$

$$M_t + \frac{(0,2 + 0,6) M_0^1}{2} \geq \max \left\{ 1,05 M_0^1; (1 + 0,3 \times 0,22) M_0^1 \right\}$$

$$M_t + 0,4 M_0^1 \geq \max \left\{ 1,05 M_0^1; 1,07 M_0^1 \right\}$$

$$M_t \geq (1,07 - 0,4) M_0^1 \Rightarrow * M_t \geq 0,67 M_0^1 = 10,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^1$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} M_0^1$$

$$* M_t \geq 0,63 M_0^1 = 9,97 \text{ Kn.m}$$

Donc :

Travées **A B** : $M_t = 10,60 \text{ KN.m}$

Travées **B C** : $M_t = 15,83 \text{ KN.m}$

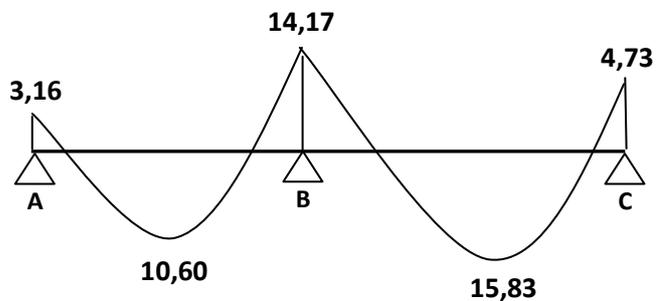


Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants :

La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{6,25 \times 4,50}{2} = 14,06 \text{ KN}$$

$$V_B = 14,06 + \frac{(-14,17) - (-3,16)}{4,50} \quad V'_B = 11,61 \text{ KN}$$

$$V_C = -14,06 + \frac{(-14,17) - (-3,16)}{4,50} \quad V_C = -16,51 \text{ KN}$$

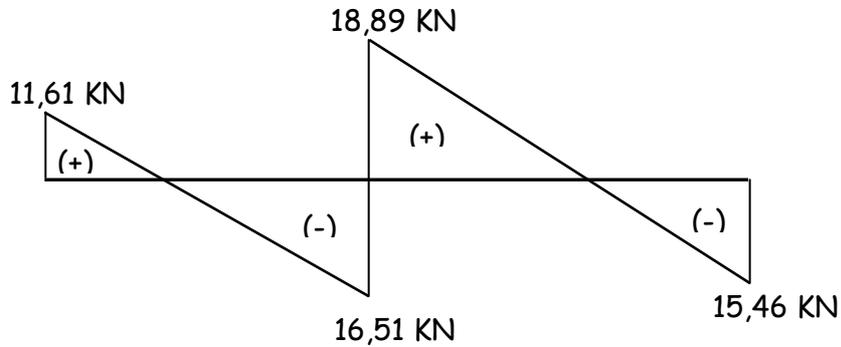
La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{6,25 \times 5,50}{2} = 17,18 \text{ KN}$$

$$V_A = 17,18 + \frac{(-4,73) - (-14,17)}{5,50} \quad V_A = 18,89 \text{ KN}$$

$$V_B = -17,18 + \frac{(-4,73) - (-14,17)}{5,50} \quad V_B = -15,46 \text{ KN}$$

-Diagramme des efforts tranchants



➤ **Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- En travée : $M_t^{max} = M_u = 15,83 \text{KN.m}$

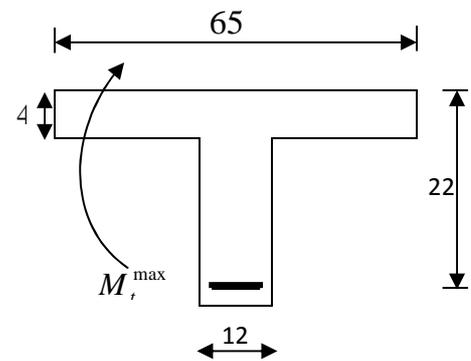
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$M_T = 73,84 \text{KN.m} > M_u = 15,83 \text{KN.m}$$

$M_T > M_u$; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression



- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** (b x h) = (65x24).

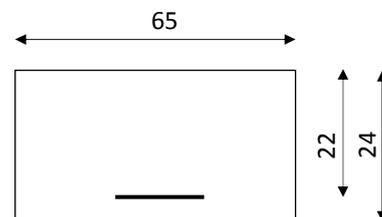
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,83 \times 10^6}{650 \times (220)^2 \times 14,2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A.)}$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9825$$

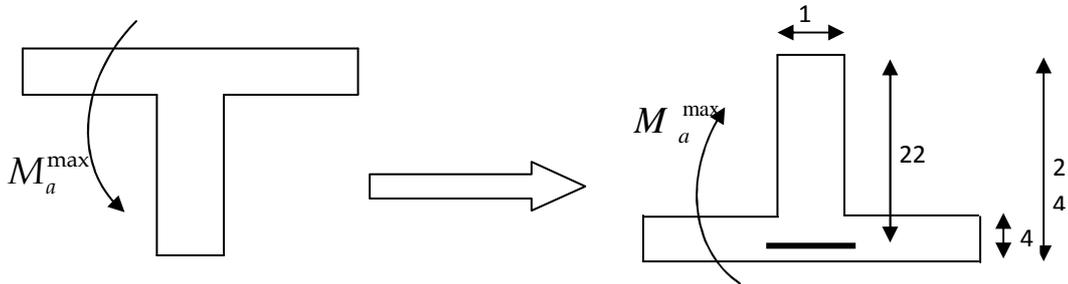
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,83 \times 10^2}{0,9825 \times 22 \times 34,8} = 2,10 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,10 \text{cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{3AH10 = 2,36 \text{cm}^2}$$



- Sur appuis: $M_a^{\max} = 14,17 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,17 \times 10^6}{120 \times (220)^2 \times 14,2} = 0,172$$

$$\mu = 0,172 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,172 \Rightarrow \beta = 0,905$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,17 \times 10^6}{0,905 \times 22 \times 34,8} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **1HA10 + 1HA14 = 2,33 cm²**

Soit : **1HA10** filant et **1HA14** comme armatures chapeau.

➤ **Vérfications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2,1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

✓ En travée :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sur appuis :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,33 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art A.5.1,1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$; $V_u^{\max} = 18,89 \text{ KN}$

Fissuration peu nuisible : **(BAEL91/Art A.5.1,211)**

Donc : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{18,89 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,715 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,715 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:**
(BAEL91/Art A.6.1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \pi \cdot \Phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,89 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 13,19} = 0,72 \text{ MPa}$$

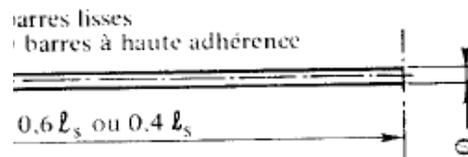
$$\tau_{se} = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ArtA.6.1,22)**

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{tj} = 0,6.(1,5)^2.2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$



Les règles de BAEL 91 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 19,72\text{cm}$.**

• **Influence de l’effort tranchant au niveau des appuis:(BAEL91/ArtA.5.1,3)**

1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 18,89 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1,59 MPa < 13,33 MPa \Rightarrow Condition vérifiée.

2-Sur l’acier :

✓ **Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l’appui coté travée et y ancrer une section d’armatures suffisante pour équilibrer l’effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{18,89 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ **Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 14,17 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 220 \times 18,89 \times 10^3 = 3,74 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

• **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,322)**

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |V_{u_g}| + |V_{u_d}| = 16,51 + 18,89 = 35,40 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{35,40 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 20} = 1,49 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (BAEL91/Art A.5.3,2)**

On doit vérifier que :
$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{18,89 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales :(BAEL91/Art A.7.2)**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right), \varphi_1^{\max}, \left(\frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{24}{35} \right), 12, \left(\frac{12}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 0,68 \text{ cm ; soit : } \varphi_t = 6 \text{ mm .}$$

On choisi un cadre 6 avec $A_t = 2HA6 = \mathbf{0,57cm^2}$

- **Espacement max des armatures transversales :(BAEL91/Art A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 22 \text{ cm ; } 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante **:(BAEL91/artA.5.1,23)**

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,95 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 26,82 \text{ cm .}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{ S_{t1}; S_{t2} \} = \min (19,8 \text{ cm ; } 26,82 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm.}$$

On opte pour : $S_{t_{\max}} = 15 \text{ cm.}$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales: (BAEL91/ArtA.5.1,22)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{\text{min}} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

✚ On choisi un cadre $\phi 6$ avec $A_t = 2HA6 = \mathbf{0,57cm^2}$ tous les 15 cm.

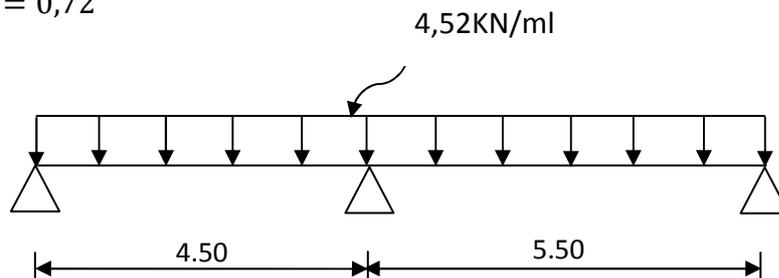
➤ **Vérifications à l'ELS :**

▪ **Combinaison de charge à l'ELS:**

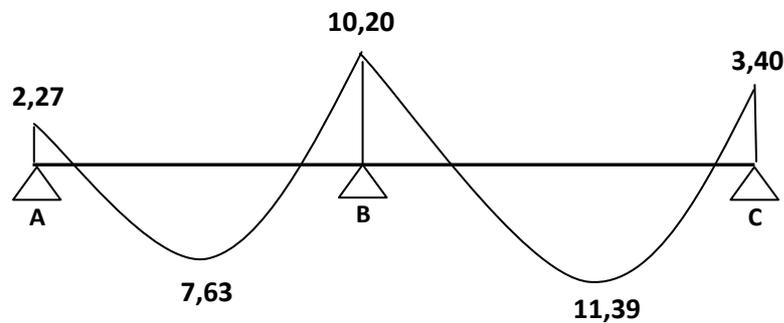
$$q_u = (G + Q) \times 0,65 = (5,46 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,52 \text{ KN/ML}}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,52}{6,25} = 0,72$$



▪ **Diagramme des moments à l'ELS :**



a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art. A.4.5,3)

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art. A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

✓ En travées : $M_{ts} = 11,39 \text{ KN.m}$ et $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,89 \rightarrow K_1 = 22,418 \rightarrow \beta_1 = 0,8665 \quad (\text{Après interpolation})$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{11,39 \times 10^3}{0,8665 \times 22 \times 2,36} = 253,17 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 253,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis : $M_{as} = 10,20 \text{ KN.m}$ et $A_a = 2,33 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,33}{12 \times 22} = 0,883 \rightarrow K_1 = 22,59 \rightarrow \beta_1 = 0,867$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{10,20 \times 10^3}{0,867 \times 22 \times 2,33} = 229,51 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 229,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \text{donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{253,17}{22,418} = 11,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229,51}{22,59} = 10,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ $\frac{h}{L} = \frac{0,24}{5,50} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{L} = 0,044 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{11,39}{15 \times 17,10} = 0,044 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22} = 0,0089 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,52 \times 5,5^2}{8} = 17,10 \text{KN.m}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispensera du calcul de la flèche.

❖ Résultats :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **3HA10** filante pour le lit inférieur.
- **1HA10** filant et **1HA14** comme chapeau pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- **2HA6** tous les 15cm

➤ Plan de ferrailage du plancher :

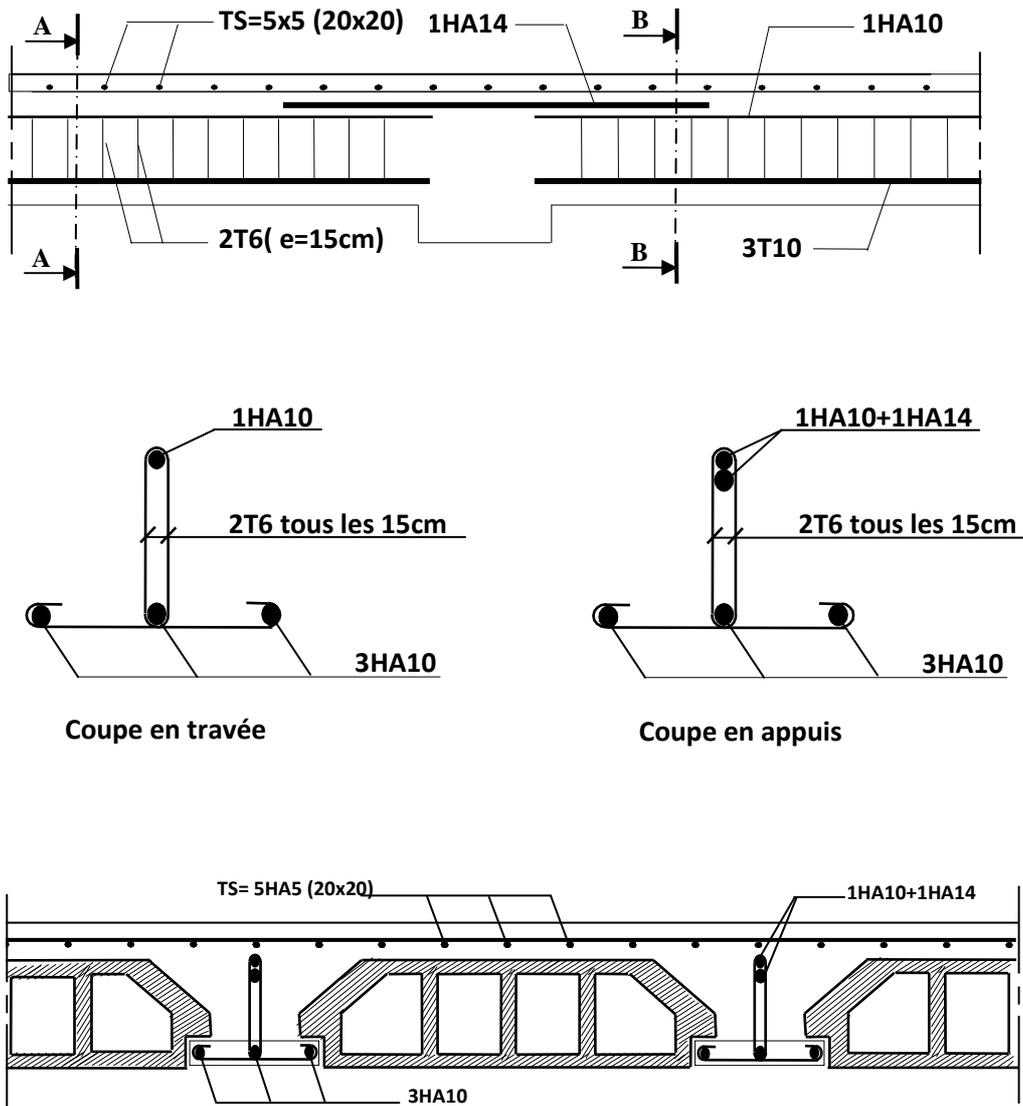


Fig. III-1-2-b₂: Ferrailage du plancher bloc droit.

III- 2) L'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent la circulation verticale entre les différents niveaux.

III-2-1) Terminologie et définitions :

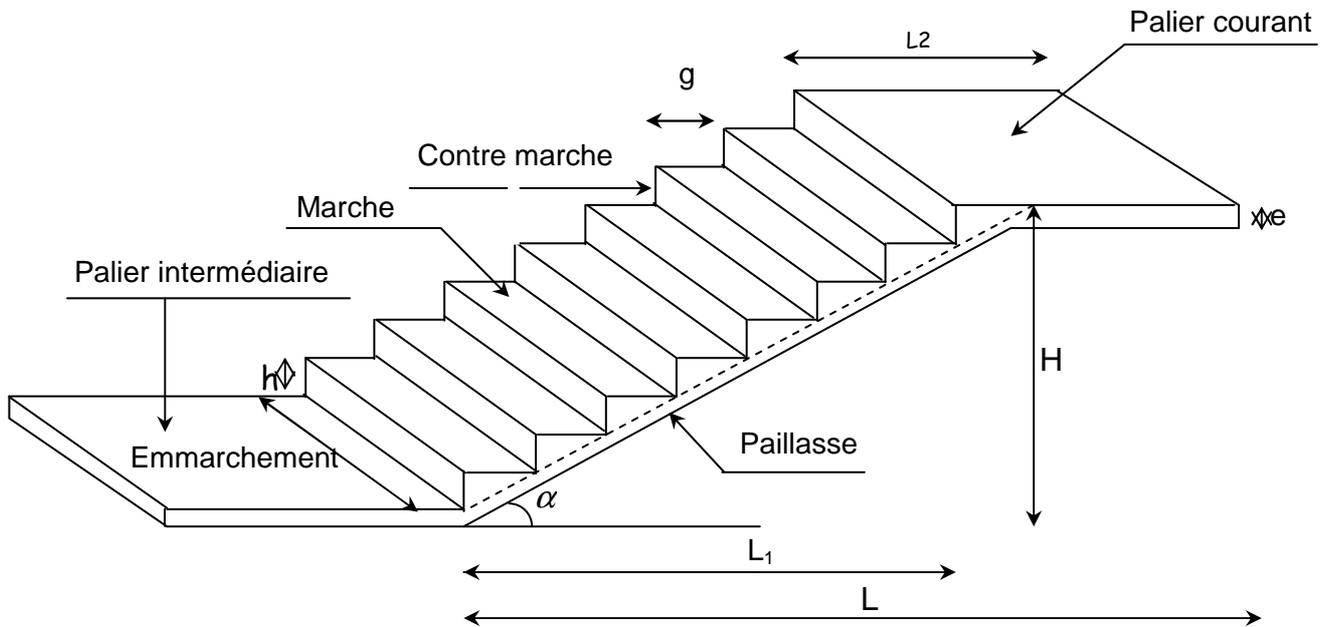


Fig. III-2-1: présentation de l'escalier.

g : Giron (largeur des marches).

h : Hauteur de la contre marche.

E : Emmarchement.

e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

H : Hauteur de la volée.

L_1 : Longueur projeté de la volée.

L_2 : Largeur du palier.

L : La somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- ❖ L'escalier de notre immeuble est un escalier droit conçu en béton armé coulé sur place,

La paillasse assimilée dans le calcul à des poutres isostatiques.

Nous calculerons l'escalier d'étage et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers de RDC

III-2-2) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

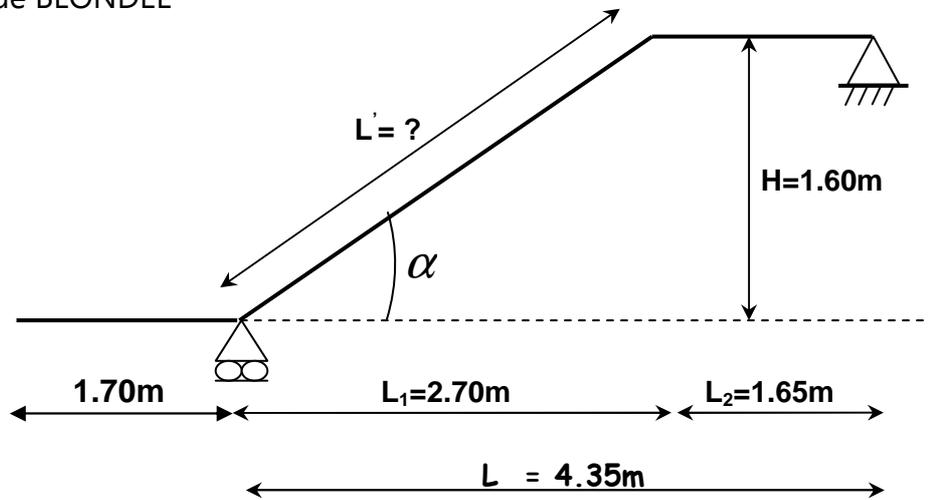


Fig. III-2-2: Schéma statique

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2 h = 64 \text{ cm}$$

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$
 $27\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$ \Rightarrow on choisi: $\begin{cases} h = 16\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

$$59\text{cm} \leq (2 \times 16) + 30 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 62 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : $\begin{cases} h = 16\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$

L'embranchement est de 180cm.

La longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1) = 30 (10-1) = 270\text{cm}$.

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$

Nombre de marches : $m = n-1$

Application :

Soit : Dans notre cas $H=1,60 \text{ m}$.

$$h = 16\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{160}{16} = 10 \quad \text{Nombre de contre marches } n=10$$

$$m = n - 1 = 9$$

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

Comme les étages comportent 2 volées, on optera pour la répartition suivante :

La 1^{ère} et 2^{ème} volées seront identiques et auront 10 contre marches et donc 9 marches.

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers :

Prenant compte des recommandations du BAEL 91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur développée.

$$L_0 = L' + L_2$$

$$\text{On a : } tg \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 28^{\circ}07'$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 28,07} = 306cm$$

$$L_0 = 306 + 165 \Rightarrow L_0 = 471 cm$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{471}{30} \leq e_p \leq \frac{471}{20} \Rightarrow 15,70cm \leq e_p \leq 23,55cm$$

🚧 On opte pour une paillasse d'épaisseur : **$e_p = 18 cm$**

III-2-3) Estimation des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente :

Revêtement de carrelage (2 cm) : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$.

Mortier de pose (2 cm) : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Couche de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}^2$

Charge totale : **$G_r = 1,40 \text{ KN/m}^2$**

• **La volée :**

Poids de la paillasse : $\gamma_{ba} \times \frac{e_{paillasse}}{\cos \beta} \times 1m = 25 \times \frac{0,18}{\cos 28,07^{\circ}} \times 1 = 5,10 \text{ KN / ml.}$

Poids des marches : $\gamma_b \times \frac{h}{2} \times 1m = 25 \times \frac{0,16}{2} \times 1 = 2 \text{ KN / ml.}$

Garde corps : $G_{Gc} \times 1m = 0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN / ml.}$

Poids des revêtements : $G_r \times 1m = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$

Poids total de la volée : **$G_2 = 8,70 \text{ KN/ml.}$**

• **Le palier :**

Poids propre de la dalle pleine:..... $\rho_{ba} \times e_{palier} \times 1m = 25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN / ml}$.

Revêtement :..... $G_r \times 1m = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml}$.

Poids total du palier :..... $G_1 = 5,90 \text{ KN/ml}$.

b) Les charges d'exploitations : (Art. 7.2.1 / DTR B.C.2.2)

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml}$ **Q= 2.5 KN/ml**

III-2-4) Combinaisons des charges :

• **ELU :**

Volée : $q_{1u} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 8,7 + 1,5 \times 2,5 = 15,50 \text{ KN/ml}$.

Palier: $q_{2u} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,9 + 1,5 \times 2,5 = 11,72 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_u = 1,35 G_{mur} = 1,35 \times 2,40 = 3,24 \text{ KN}$.

(Voir chapitre II)

• **ELS :**

Volée : $q_{1s} = G_2 + Q = 8,7 + 2,5 = 11,20 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{2s} = G_1 + Q = 5,9 + 2,5 = 8,40 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_s = G_{mur} = 2,40 \text{ KN}$.

III-2-5) Détermination des sollicitations de calcul :

Pour déterminer les efforts dans la volée et les paliers, on fera référence aux lois de RDM en prenant l'ensemble (palier + volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastré aux appuis.

• **ELU :**

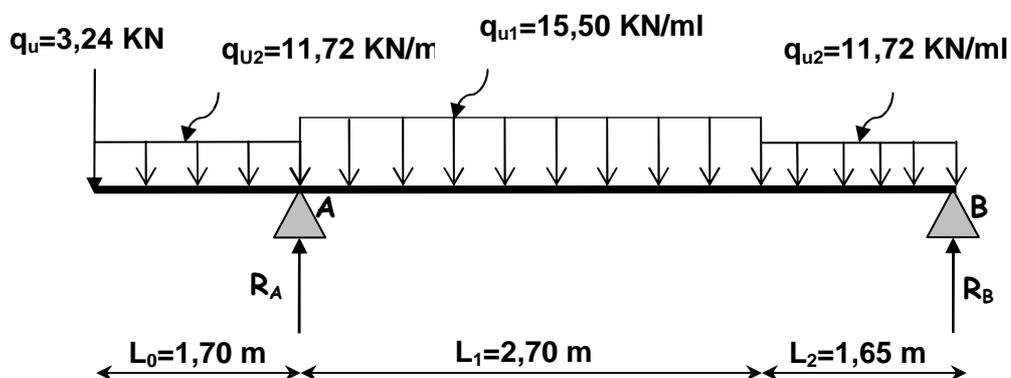


Schéma de chargement à l'ELU

Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 3,24 - 11,72 \times 1,70 - 15,50 \times 2,70 - 11,72 \times 1,65 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 84,35 \text{ KN} \dots \dots \dots (*)$$

$$\sum M' /_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4,35 - 3,24 \times 1,70 - 11,72 \frac{1,7^2}{2} + 15,50 \times \frac{2,7^2}{2} + 11,72 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,7 \right) = 0$$

$$R_B = \frac{102,22}{4,35} = 23,50 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{R_B = 23,50 \text{ KN.}}$$

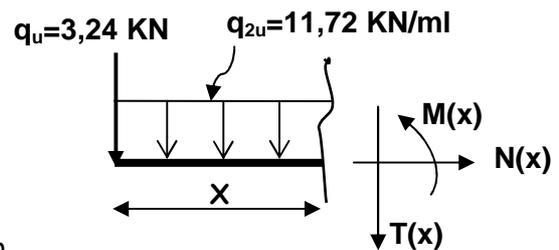
$$(*) \Rightarrow R_A + 23,50 = 84,35 \Rightarrow \mathbf{R_A = 60,85 \text{ KN.}}$$

Efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_u - q_{2u} x \begin{cases} T(x=0) = -3,24 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -23,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_u x - q_{2u} \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7\text{m}) = -22,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$



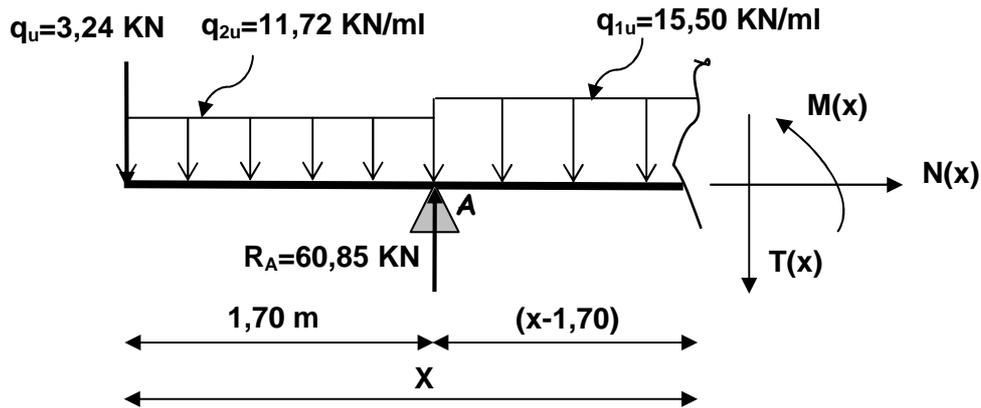
2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 4,40\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = R_A - q_u - q_{2u} \times 1,7 - q_{1u} (x - 1,7)$$

$$T(x) = -15,50 x + 64,04 \begin{cases} T(x=1,7\text{m}) = 37,69 \text{ KN} \\ T(x=4,4\text{m}) = -4,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x-1,7) - q_u x - q_{2u} \times 1,7 \left(x - \frac{1,7}{2} \right) - q_{1u} \frac{(x-1,7)^2}{2}$$

$$M(x) = -7,75x^2 + 64,04x - 108,91 \begin{cases} M(x=1,7\text{m}) = -22,44 \text{ KN.m} \\ M(x=4,4\text{m}) = 22,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65\text{m}$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1u} x - R_B$$

$$T(x) = 11,72 x - 23,50$$

$$T(x=0) = -23,50 \text{ KN}$$

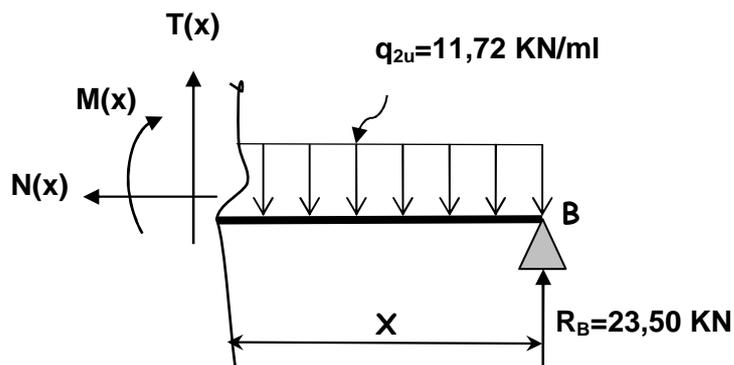
$$T(x=1,65\text{m}) = -4,16 \text{ KN}$$

$$M(x) = q_{1u} \frac{x^2}{2} - R_B x$$

$$M(x) = -11,72 \frac{x^2}{2} + 23,50x$$

$$M(x=0) = 0$$

$$M(x=1,65\text{m}) = 22,82 \text{ KN.m}$$



- Calcul de M_{\max} :

$$\text{À } T(x) = 0 \Rightarrow -15,50 x + 64,04 = 0 \Rightarrow x = 4,13\text{m}$$

$$M(4,13\text{m}) = -7,75x^2 + 64,04x - 108,91$$

$$M(x=4,13\text{m}) = 23,38 \text{ KNm} = M_{\max}$$

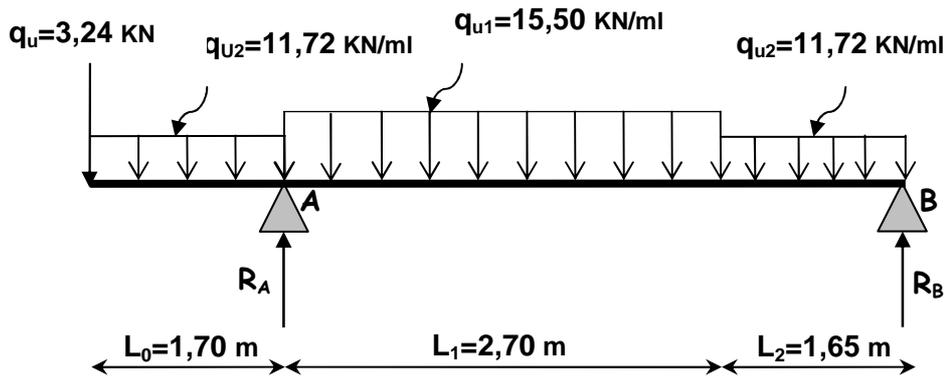
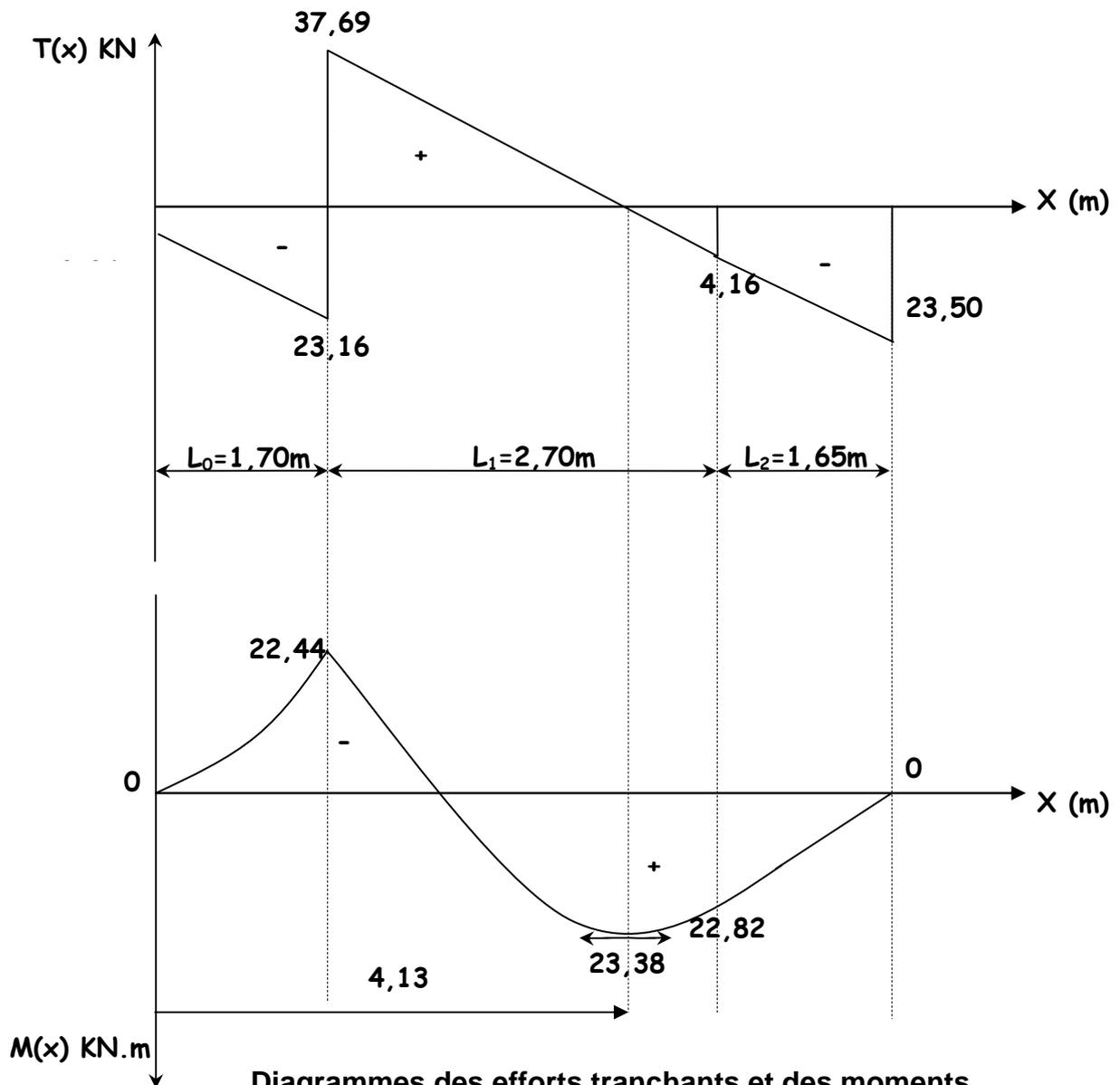


Schéma de chargement à l'ELU



Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

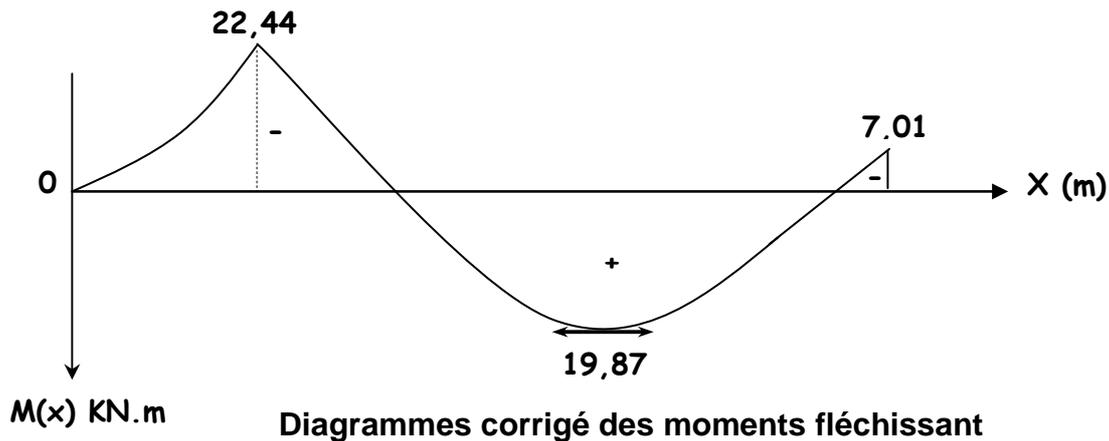
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** : $M_{uA} = -22,44$ KNm

$$M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 23,38 = -7,01 \text{ KNm}$$

- **en travée** : $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 23,38 = 19,87$ KNm

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



III-2-6) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p = 18cm$)

✓ **Aux appuis** : $M_{ua} = 22,44$ KN.m

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,44 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,062$$

$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Du tableau : $\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$

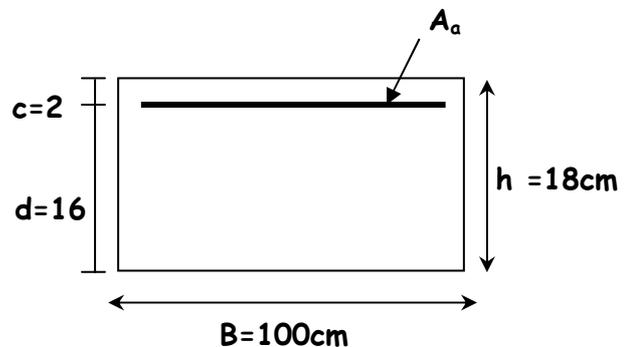
$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{22,44 \times 10^2}{0,968 \times 16 \times 34,8} = 4,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T12 ($A_a = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit 1T12 tous les 20cm.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T8 ($A_r = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit 1T8 tous les 20 cm.



✓ **En travées :** $M_t = 19,87 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

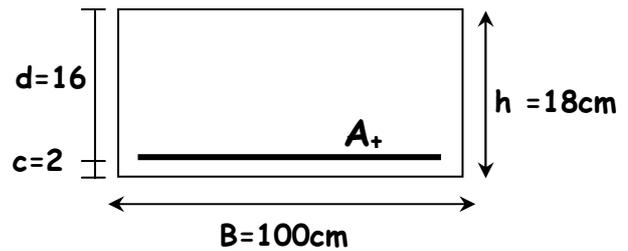
$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,87 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,054$$

$\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,87 \times 10^2}{0,972 \times 16 \times 34,8} = 3,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T10 ($A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit 1T10 tous les 20cm.



• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T8 ($A_r = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit 1T8 tous les 20cm.

III-2-7) Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité : (BEAL 91 / Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• Espacement des barres : (BAEL 91/Art A.8.2.42)

- Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables : **(BAEL91/Art A.5.1,211)**

donc : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right) = \min \left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5MPa \right) = 3,33MPa$

Effort tranchant : $V_{u\max} = 37,69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{37,69 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,235 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres: (BAEL 91/Art A.6.1,3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,69 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/Art. A.6.1,22)**

La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront encrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$; Soit : **$L_c = 17 \text{ cm}$** .

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**
(BAEL 91/Art A 5.1,3)

1) sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1,313)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 37,69 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 160} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$0,52 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{37,69 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- ELS:

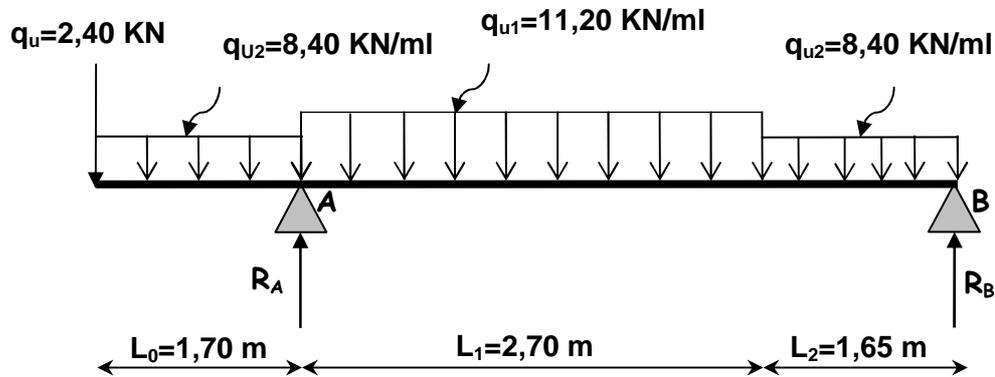


Schéma de chargement à l'ELS

Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 2,40 - 8,40 \times 1,70 - 11,20 \times 2,70 - 8,40 \times 1,65 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 60,78 \text{ KN} \dots \dots \dots (*)$$

$$\sum M^i /_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4,35 - 2,40 \times 1,70 - 8,40 \times \frac{1,7^2}{2} + 11,20 \times \frac{2,7^2}{2} + 8,40 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,7 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{73,45}{4,35} = 16,88 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{R_B = 16,88 \text{ KN}}$$

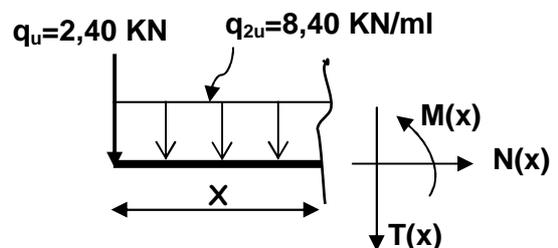
$$(*) \Rightarrow R_A + 16,88 = 60,78 \Rightarrow \mathbf{R_A = 43,90 \text{ KN}}$$

Efforts internes :

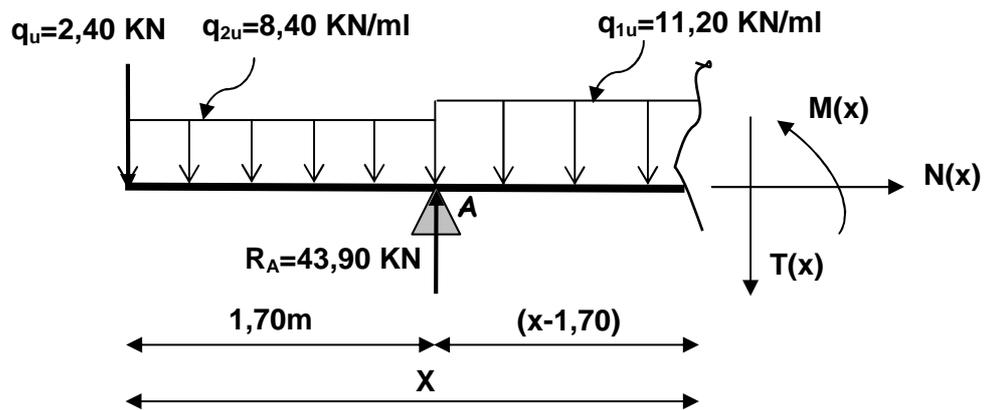
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,70\text{m}$ (de gauche à droite)

$$T(x) = -q_s - q_{2s} x \begin{cases} T(x=0) = -2,40 \text{ KN} \\ T(x=1,7\text{m}) = -16,68 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_s x - q_{2s} \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,7\text{m}) = -16,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $1,70 \leq x \leq 4,40\text{m}$ (de gauche à droite)



$$T(x) = R_A - q_s - q_{2s}x - q_{1s}(x - 1,7)$$

$$T(x) = -11,20x + 46,26 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=1,7\text{m}) = 27,22 \text{ KN} \\ T(x=4,4\text{m}) = -3,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A(x-1,7) - q_s x - q_{2s}x(1,7 - \frac{x-1,7}{2}) - q_{1s} \frac{(x-1,7)^2}{2}$$

$$M(x) = -5,60x^2 + 46,26x - 78,68 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=1,7\text{m}) = -16,22 \text{ KN.m} \\ M(x=4,4\text{m}) = 16,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

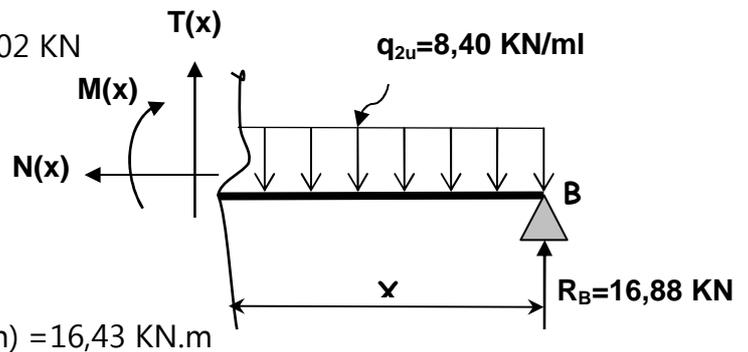
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65\text{m}$ (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1s}x - R_B$$

$$T(x) = 8,40x - 16,88 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -16,88 \text{ KN} \\ T(x=1,65\text{m}) = -3,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = q_{1s} \frac{x^2}{2} - R_B x$$

$$M(x) = -8,40 \frac{x^2}{2} + 16,88x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,65\text{m}) = 16,43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



-Calcul de M_{\max} :

$$\text{À } T(x) = 0 \Rightarrow -11,20x + 46,26 = 0 \Rightarrow x = 4,13\text{m}$$

$$M(4,13\text{m}) = -5,60x^2 + 46,26x - 78,68$$

$$M(x=4,13\text{m}) = 16,85 \text{ KNm} = M_{\max}$$

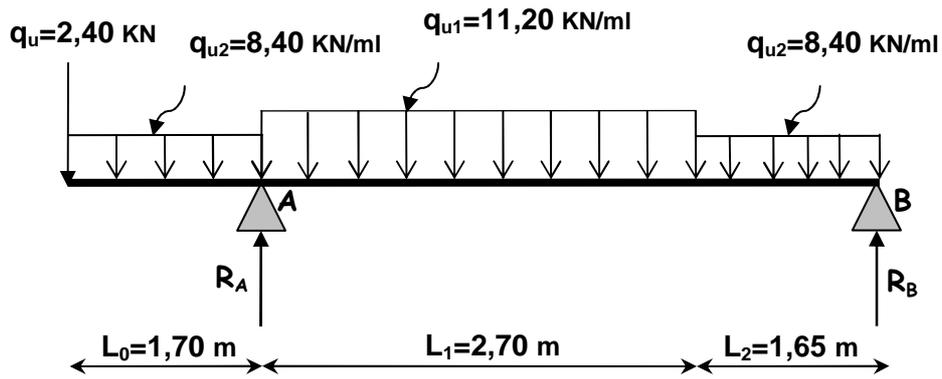
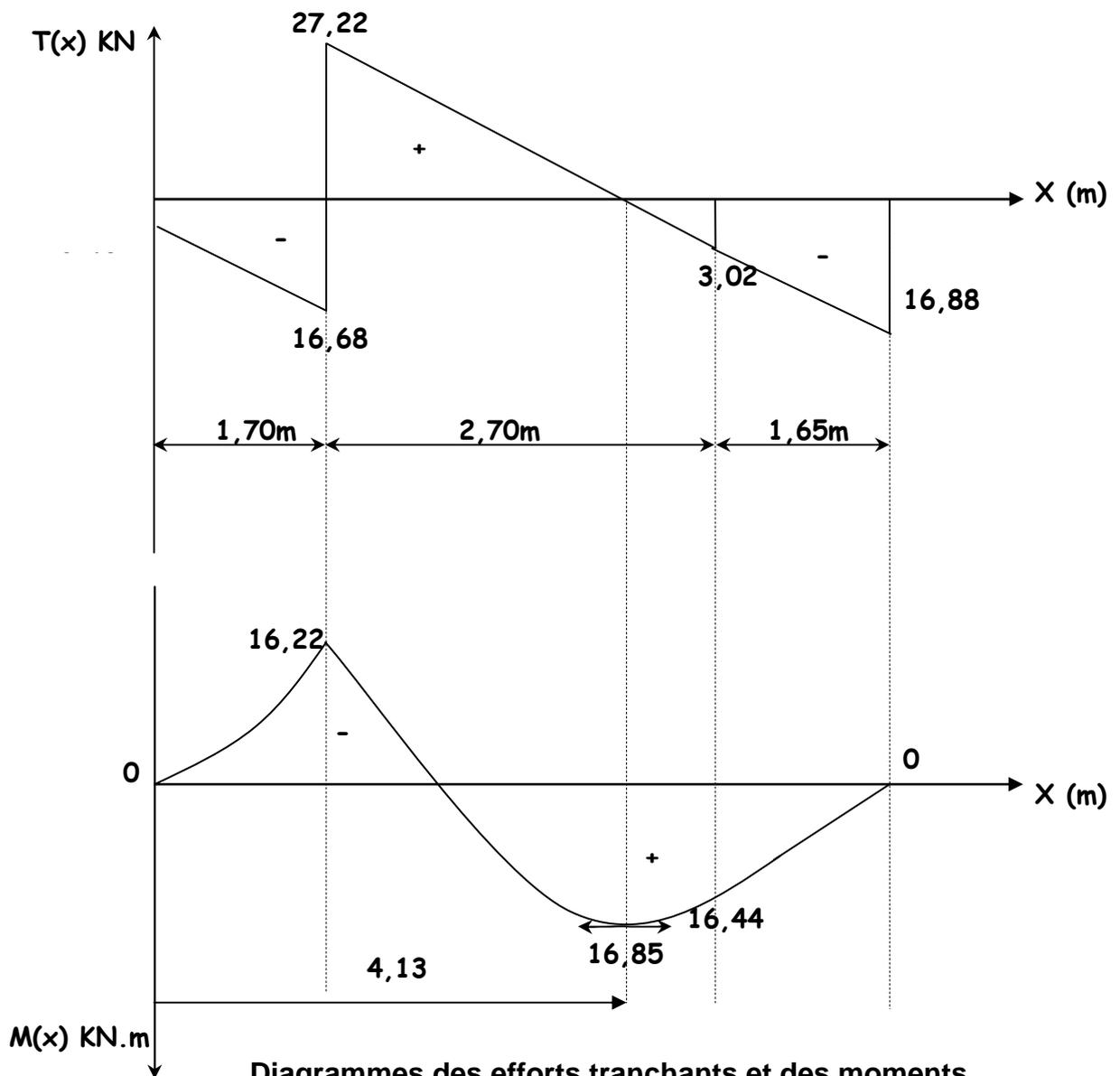


Schéma de chargement à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

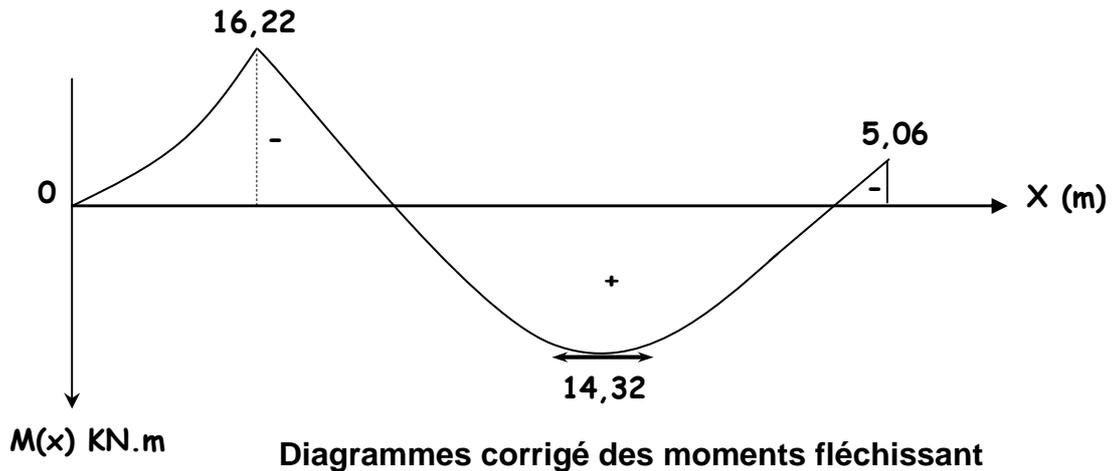
Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** : $M_{uA} = -16,22 \text{ KNm}$

$$M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 16,85 = -5,06 \text{ KNm}$$

- **en travée** : $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 16,85 = 14,32 \text{ KNm}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



III-2-8) Vérifications à l'ELS :

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Pour les fissurations non préjudiciables: $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

✓ **En travées :**

$$M_{ts} = 14,32 \text{ KN.m} \text{ et } A_t = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 16} = 0,245 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{14,32 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3,93} = 247,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 247,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :**

$$M_{as} = 16,22 \text{ KN.m et } A_a = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,351 \rightarrow K_1 = 39,35 \rightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{16,22 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 5,65} = 197,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 197,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En travées :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{247,27}{48,29} = 5,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{197,60}{39,35} = 5,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = \frac{0,18}{4,35} = 0,041 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = 0,041 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16,85}{10 \times 26,49} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 16} = 0,00245 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{11,20 \times 4,35^2}{8} = 26,49 \text{ KNm}$$

✚ Deux conditions non vérifiées, alors il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5,2) :**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4350}{500} = 8,70 \text{ cm}$

Avec : E_v : Module de la déformation différée.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

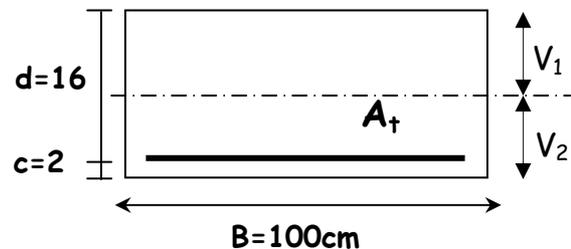
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A$

$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 3,93 = 1858,95 \text{ cm}^2$

$B_0 = 1858,95 \text{ cm}^2$



➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$

$S_{/xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 16 = 17143,20 \text{ cm}^3$

$S_{/xx} = 17143,20 \text{ cm}^3$

➤ **Position du centre de gravité :**

$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17143,20}{1858,95} = 9,22 \text{ cm}$; Donc : $V_1 = 9,22 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,22 = 8,78 \text{ cm}$; Donc : $V_2 = 8,78 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée /G :**

$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$

D'où : $I_0 = (9,22^3 + 8,78^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3,93 \times (8,78 - 2)^2$

$I_0 = 51396,96 \text{ cm}^4$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{3,93}{100 \times 16} = 2,45 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{2,45 \times 10^{-3} \times (2 + 3)} = 3,43$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,43 \quad \lambda_v = \mathbf{1,372}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 2,45 \times 10^{-3} \times 247,27) + 2,1} = 0,187$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 51396,96}{1 + 1,372 \times 0,187} = 44993,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{44993,06 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche:

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{14,32 \times 4350^2 \times 10}{10819 \times 44993,06} = 5,57 \text{ mm}$$

$$f = 5,57 \text{ mm} < \bar{f} = 8,70 \text{ mm}$$

Flèche admissible.

🚧 Toutes les conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Armatures principales :

*En travées :

- **5HA10** filante pour le lit inférieur et supérieur.

*aux appuis :

- **5HA12** filante pour le lit inférieur et supérieur.

Armatures de répartition :

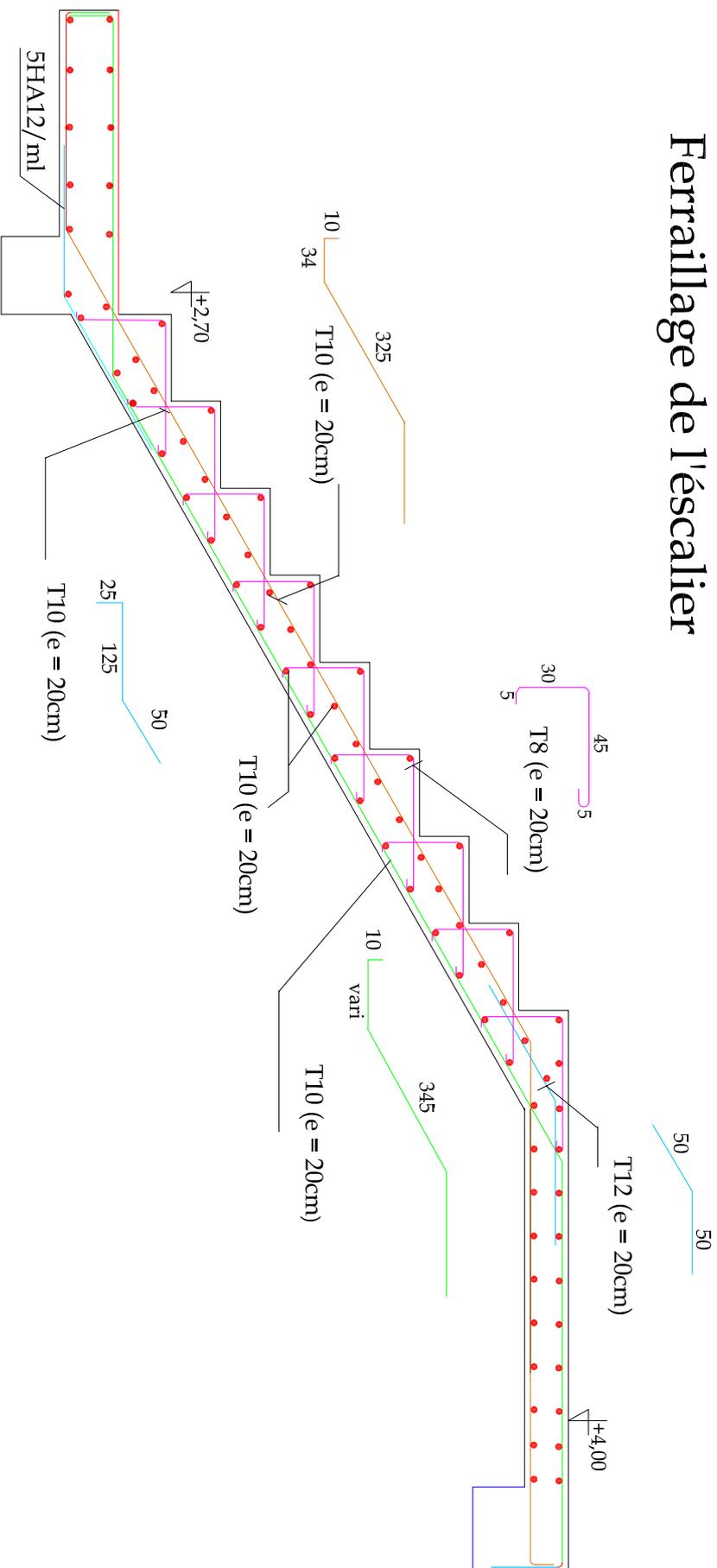
*En travées :

- **5HA8** filante pour le lit inférieur et supérieur.

*aux appuis :

- **5HA8** filante pour le lit inférieur et supérieur.

Ferrailage de l'escalier



III-3) La poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur des étages, elle est encadrée à ses extrémités dans les poteaux.

C'est une poutre de section rectangulaire, Sa portée est de 3,50 m.

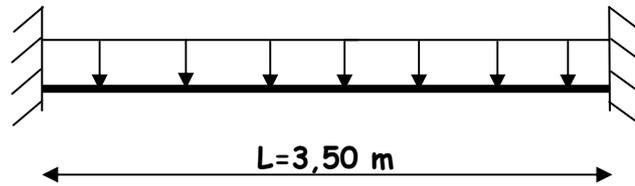


Fig. III-3: Schéma statique

III-3-1) Pré dimensionnement :

• **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \end{array} \right.$$

Avec : $h_t \geq 30 \text{ cm}$ (Recommandation du RPA 2003).

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 4,00 - 0,50 = 3,50 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \quad \text{donc : } 23,33\text{cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

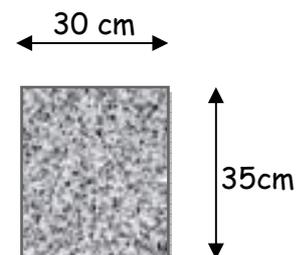
Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, nous avons choisi une hauteur : **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

• **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**



- Vérification des exigences du RPA 99 :

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 20$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN / mL}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_U = T_U = 60,85 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_S = T_S = 43,90 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts à L'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 2,625 + 60,85 = 64,39 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{64,39 \times (3,50)^2}{8} = 98,59 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{64,39 \times 3,50}{2} = 112,68 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 98,59 = -29,58 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 98,59 = 83,80 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

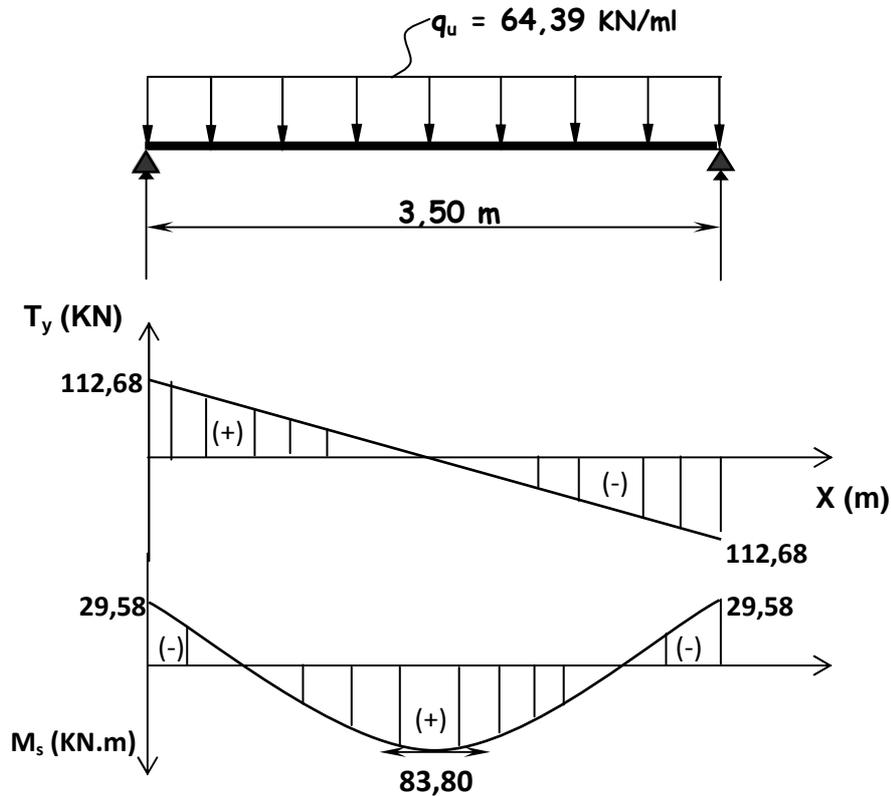


Figure.III- 3-2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III-3-3) Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage de la poutre se fera en flexion simple.

a) Armatures principales :

✓ En travées : $M_t = 83,80 \text{ KN.m}$

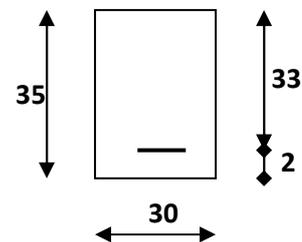
$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83,80 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,180$$

$$\mu = 0,180 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

$$\text{Du tableau : } \mu = 0,180 \Rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{83,80 \times 10^2}{0,900 \times 33 \times 34,8} = 8,10 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14** ; donc **$A_t = 9,24 \text{ cm}^2$**



✓ **Aux appuis** : $M_{ua} = 29,58 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29,58 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A})$$

$$\text{Du tableau : } \mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{29,58 \times 10^2}{0,967 \times 33 \times 34,8} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12** ; donc **$A_a = 3,39 \text{ cm}^2$** .

❖ **Exigences du RPA 99 pour les armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\text{total}} = 6\text{HA14} = 9,24 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2.$$

III-3-4) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité** : (BEAL 91/Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- En travées : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
- Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement** : (BAEL91/Art A.5.1,1)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration peu nuisible : (**BAEL91 / Art A.5.1, 211**)

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Effort tranchant : $V_{\text{umax}} = 112,68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{112,68 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \implies les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (BAEL91/Art. A.6.1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{112,68 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 26,376} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **Ancrage des barres aux appuis :** (BAEL 91/Art A.6.1,22)

- **La longueur de scellement droit :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s^1 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$L_s^2 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire de maitre un crochet.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_c^1 = 0,4 L_s^1 = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$L_c^2 = 0,4 L_s^2 = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (BAEL91/Art A 5.1,3)

-sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1, 313)

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 112,68 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 330} = 2,53 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

2,53MPa < 13,33MPa ⇒ **Condition vérifiée.**

-Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

On doit vérifiée que :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

b) Armatures de répartition :

- **diamètres des armatures transversales :** (BAEL 91/Art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm² (1 cadre + 1 étrier)**

- **Espacement max des armature transversales :** (BAEL91/Art A.5.1,22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm}$$

$$S_{t_{\max}} = 29 \text{ cm}$$

➤ **L'espacement doit vérifiée : (RPA 99/ Art 7.5.2.2)**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 8,75cm ; 16,8cm \right\} = 8,75 cm$$

On opte pour : **S_{t max} = 8 cm**

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 cm$$

On opte pour : **S_{t max} = 15 cm**

❖ **Exigences du RPA 99 pour les armatures transversales :** (RPA2003/Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

$$A_{adopté} = 2,01cm^2 > A_{\min \text{ du RPA}} = 1,35cm^2$$

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales :** (BAEL91/Art A.5.1,22)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > \frac{0,4b S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 cm^2$$

$$A_{adopté} = 2,01cm^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0,45cm^2$$

III-3-5) Calcul des efforts à L'ELS :

$$q_s = 2,625 + 43,90 = 46,52 KN / ml$$

Moment isostatique :

$$M_{O_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{46,52 \times (3,50)^2}{8} = 71,23 KN.m$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{46,52 \times 3,50}{2} = 81,41 KN$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

✓ Sur appuis : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 71,23 = -21,37 KN.m$

✓ En travée : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 71,23 = 60,54 KN.m$

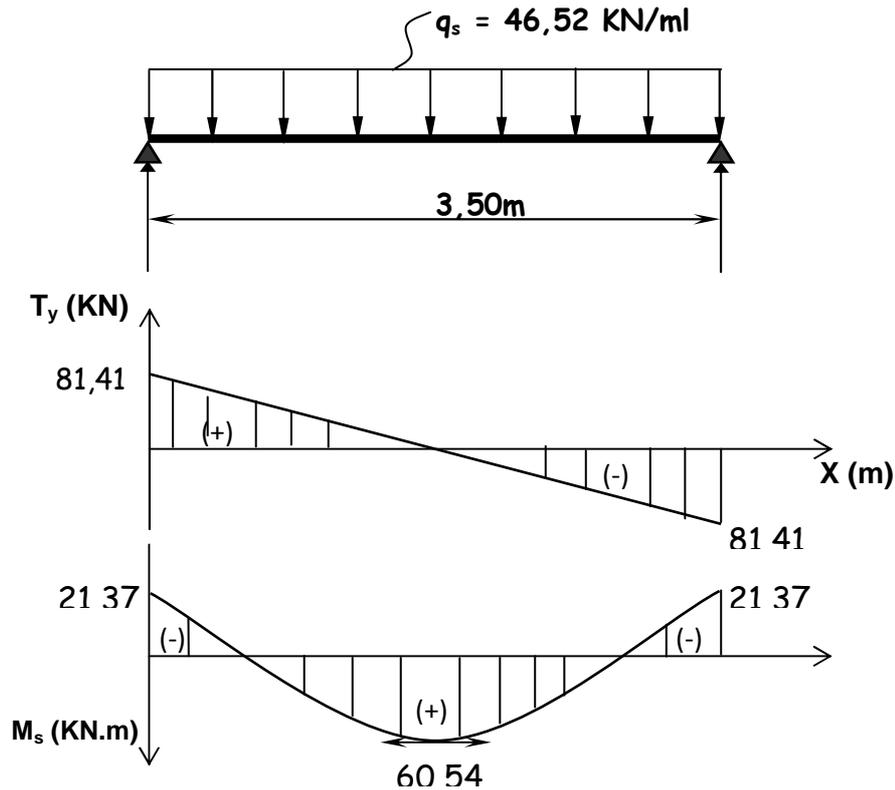


Fig. III-3-5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III-3-6) Vérification à l'ELS :

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL 91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$

✓ **En travées :** $M_{ts} = 60,54 \text{ KN.m}$ et $A_t = 9,24 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 9,24}{30 \times 33} = 0,933 \rightarrow K_1 = 22,00 \rightarrow \beta_1 = 0,8645$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{60,54 \times 10^3}{0,8645 \times 33 \times 9,24} = 229,66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 229,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** : $M_{as} = 21,37 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \rightarrow K_1 = 39,95 \rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{21,37 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 210,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 210,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL 91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En travées** :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229,66}{22} = 10,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis** :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{210,15}{39,95} = 5,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = \frac{0,35}{3,50} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = 0,1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{60,54}{10 \times 71,23} = 0,0849 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{b \times d} = \frac{9,24}{30 \times 33} = 0,0093 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{46,52 \times 3,5^2}{8} = 71,23 \text{ KNm}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

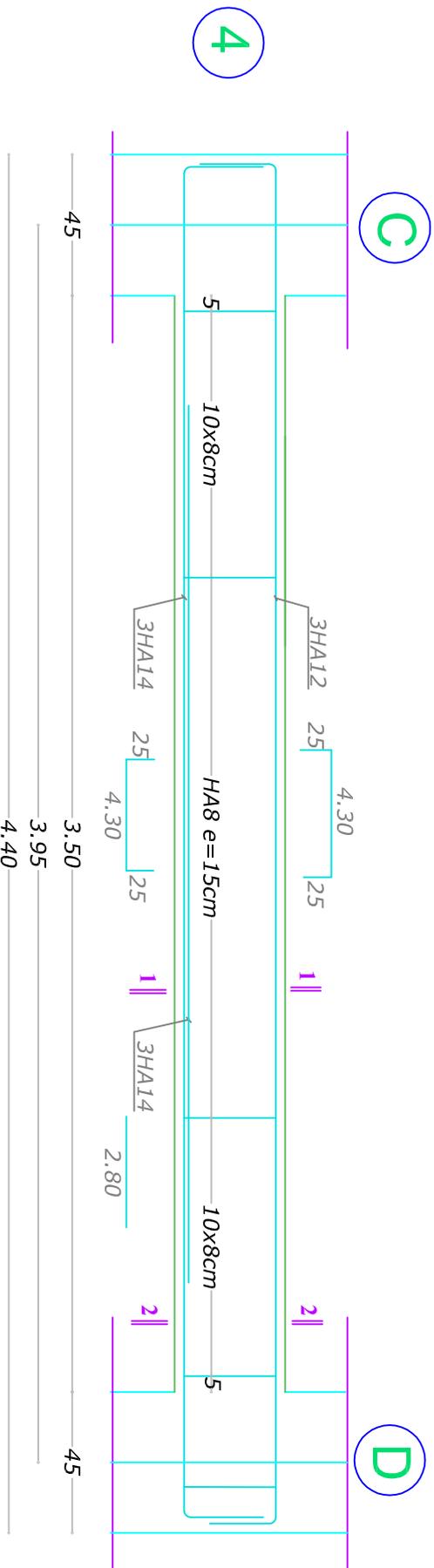
-Armatures principales :

- **6HA14** au niveau des travées.
- **3HA12** au niveau des appuis.

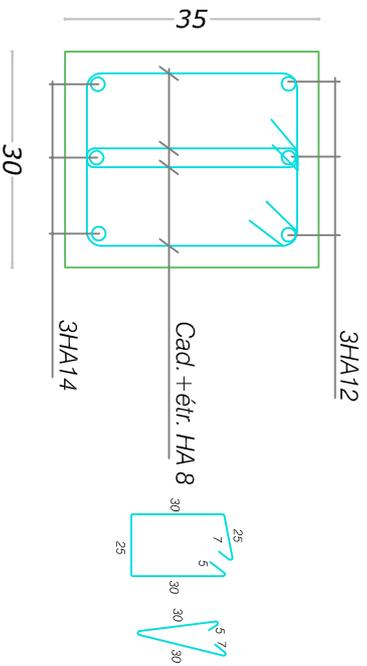
-Armatures de répartition :

- **1cadre et 1 étrier en HA8.**

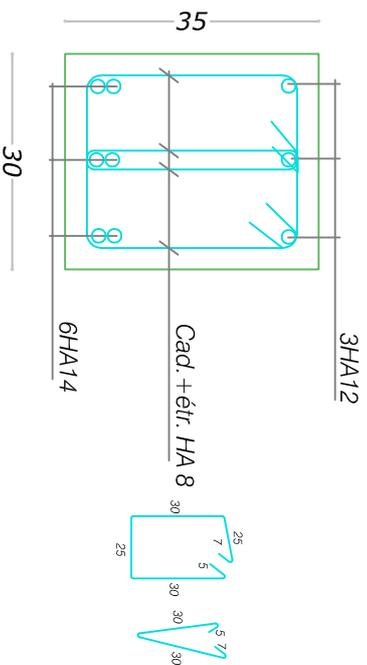
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE (30x35)



Coupe 2-2



Coupe 1-1



III-4) La salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

III-4-1) Les caractéristiques de l'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur, a une dalle pleine de dimensions $(2,30 \times 2,55) \text{ m}^2$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

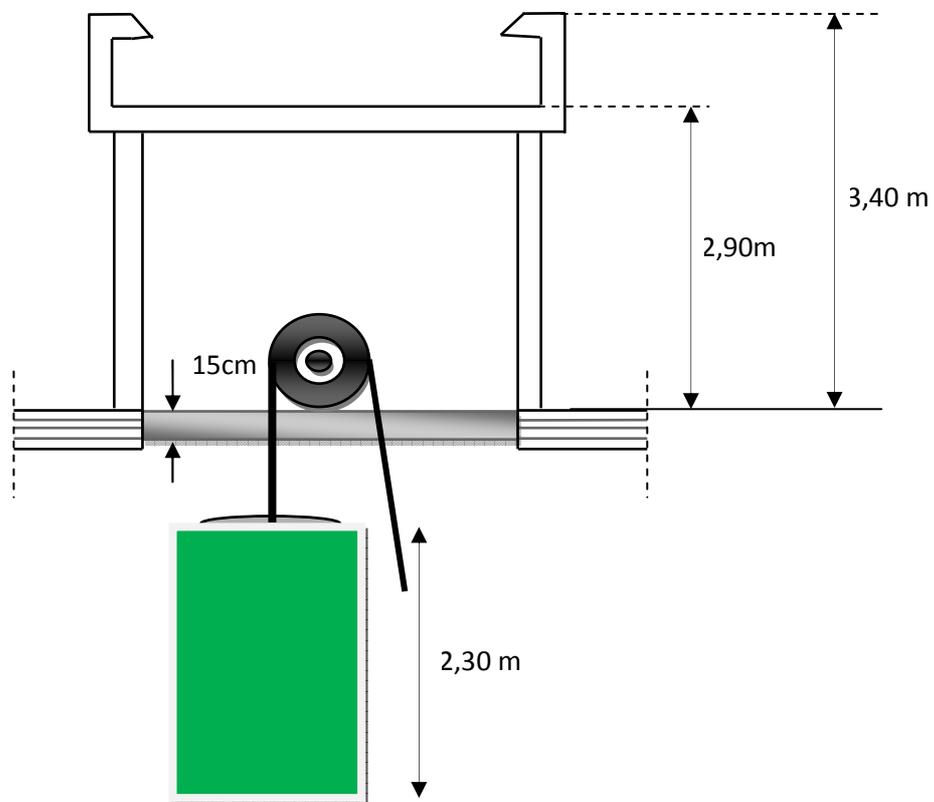


Fig. III-4-1 : schéma représentant le système de levage de l'ascenseur.

III-4-2) Dimensionnement de l'ascenseur :

L'épaisseur de la dalle est de **15cm** (Voir chapitre II).

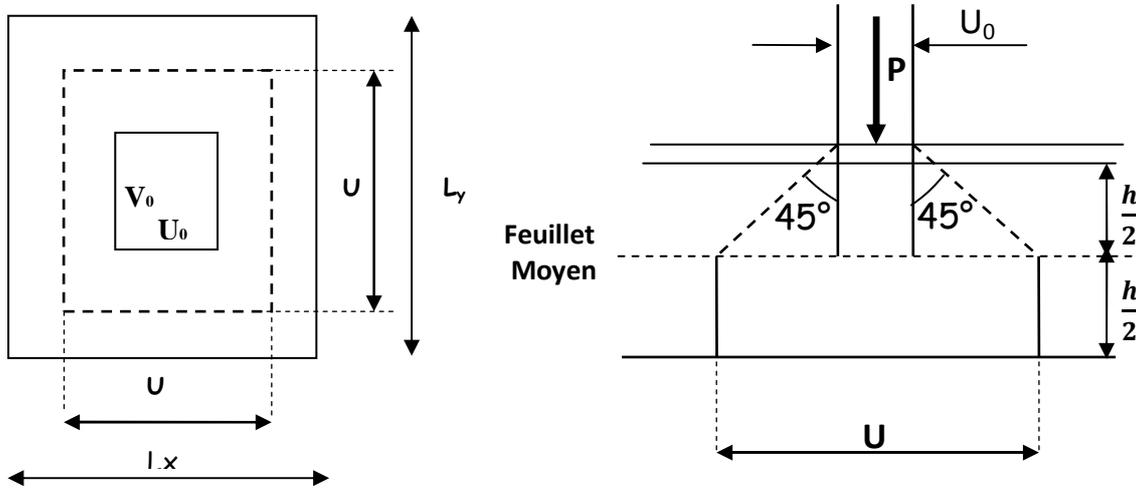


Fig. III-4-2 : schéma statique de la dalle de la salle machine.

Avec :

P : La charge totale centrée.

U et **V** : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge « **P** » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

U₀ et **V₀** : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les cotés **U₀** et **V₀** sont supposés parallèles respectivement à **L_x** et **L_y**

On a :

$$U = U_0 + 2h_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} .$$

$$V = V_0 + 2h_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} .$$

Avec : **h_r** : revêtement de la dalle (5cm).

III-4-3) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{230}{255} = 0,90$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux

sens.

Le calcul se fera en considérant deux bandes de largeur égales à l'unité dans les deux directions en flexion simple à l'ELU.

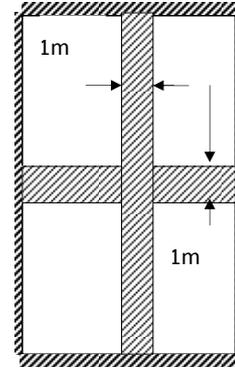
a) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu \cdot M_1 + M_2)$$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$



M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD après une interpolation On aura :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0,90 \\ \frac{u}{l_x} &= \frac{105}{230} = 0,45 \\ \frac{v}{l_y} &= \frac{105}{255} = 0,40 \end{aligned} \right\} M_1 = 0,111 \text{ et } M_2 = 0,093 \text{ (après interpolation)}$$

• Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0,111 = 11,988 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0,093 = 10,044 \text{ KN.m.}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,90 ; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1,5 = 7,312 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 7,312 \times 2,10^2 = 1,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,47 = 1,14 \text{ KN.m.}$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{ELU} = M_{x1} + M_{x2} = 11,988 + 1,47 = 13,46 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{ELU} = M_{y1} + M_{y2} = 10,044 + 1,14 = 11,18 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,46 = 11,44 \text{ KN.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,18 = 9,50 \text{ KN.m.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 13,46 = 4,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 11,18 = 3,35 \text{ KN.m.}$$

III-4-4) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1) **Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 11,44 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,44 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,44 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 6HA8 ($A_t = 3,02 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t = 17 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 4,04 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,04 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,900 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA8 ($A_t = 2,01\text{cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t=25\text{cm}$.

2) Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 9,50\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,50 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,14\text{cm}^2.$$

On opte pour 5HA8 ($A_t = 2,52\text{cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t=20\text{cm}$.

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 3,35\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,35 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,74\text{cm}^2.$$

On opte pour 4HA8 ($A_t = 2,01\text{cm}^2$) ; avec un espacement de $S_t=25\text{cm}$.

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

a) Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art B.7.4)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec: } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Dans notre cas: $w_0 = 0,8\%$ (Acier HA FeE400).

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

❖ **Direction principale :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{230}{255} \right) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Direction secondaire :**

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{230}{255} \right) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

● **Ecartement des barres : (BAEL 91/Art A.8.2,42)**

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \checkmark$$

❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \checkmark$$

● **Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \checkmark$$

● **Condition de non poinçonnement : (BAEL91/Art A.5.2,42)**

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_c}{\gamma_{bc}}$$

Avec : Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_t : l'épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2 (U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL91/Art A.5.1, 1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$

Efforts tranchants :

- Au milieu de U : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3 V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,40 \text{ KN}$.

- Au milieu de V : $T_{\max} = V_u = \frac{p}{2 (U + V)} = \frac{80}{2 (1,05 + 1,05)} = 25,40 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{25,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Calcul à l'ELS :

• **Calcul des moments au centre du panneau :**

$$v = 0,2 \begin{cases} M_1 = 0,111 \\ M_2 = 0,093 \end{cases}$$

$q_s = p = 80 \text{ KN}$.

$M_{x1} = q_u \times (M_1 + vM_2) = 80 \times (0,111 + 0,2 \times 0,093) = 10,37 \text{ KN.m}$.

$M_{y1} = q_u \times (M_2 + vM_1) = 80 \times (0,093 + 0,2 \times 0,111) = 9,22 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2 x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,90 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 = 5,25 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0529 \times 5,25 \times 2,30^2 = 1,469 \text{ KN .m.}$$

$$M_{y2} = 0,846 \times 1,469 = 1,24 \text{ KN .m.}$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{\text{ELS}} = M_{x1} + M_{x2} = 10,37 + 1,469 = 11,839 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{ELS}} = M_{y1} + M_{y2} = 9,22 + 1,24 = 10,46 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,839 = 10,06 \text{ KN.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,46 = 8,891 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,839 = 3,55 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,46 = 3,14 \text{ KN.m.}$$

c) Ferrailage de la dalle a l'ELS:

1. Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 10,06 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,06 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2.$$

$$2,27 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 3,55 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,790 \text{ cm}^2.$$

$$0,790 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2. Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 8,891 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,9815 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,89 \times 10^3}{0,9815 \times 13 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2.$$

$$2,00 \text{ cm}^2 < 2,52 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 3,14 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,9935 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,14 \times 10^3}{0,9935 \times 13 \times 348} = 0,70 \text{ cm}^2.$$

$$0,70 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

e) Contrainte limite dans l'acier : (BAEL 91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow (Art A.4.5,3 ; BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

1. Sens x-x :

✓ **En travées :** $M_{ts} = 10,06 \text{ N.m}$ et $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,02}{100 \times 13} = 0,231 \rightarrow K_1 = 49,93 \rightarrow \beta_1 = 0,923$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{10,06 \times 10^3}{0,923 \times 13 \times 3,02} = 277,617 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 277,617 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :** $M_{as} = 3,55 \text{ KN.m}$ et $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow K_1 = 62,40 \rightarrow \beta_1 = 0,9355 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 145,23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 145,226 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 248 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

1. Sens x-x :

- **En travées :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{277,617}{49,93} = 5,560 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,560 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{145,226}{62,40} = 2,327 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,327 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que les conditions sont vérifiées dans le sens y-y.

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.7.5)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{\ell_x} > \frac{M_t}{20 \times M_x^{ELS}} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{\ell_x} = \frac{15}{230} = 0,06 \geq \frac{11,44}{20 \times 11,839} = 0.0483 \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,02}{100 \times 13} = 0,00232 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

INTER PRETATION DES RESULTATS :

Au final les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **ELU**

zone	sens	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	(cm ²)	A adoptée	S _t (cm)
En travées	X-X	11,44	0,048	0,975	2,59	6HA8	3,02	17
	Y-Y	9,50	0,040	0,980	2,14	5HA8	2,52	20
Sur appuis	X-X	4,04	0,016	0,992	0,90	4HA8	2,01	25
	Y-Y	3,35	0,014	0,993	0,74	4HA8	2,01	25

➤ **ELS**

zone	sens	M _s (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travées	X-X	10,06	0,042	0,979	2,27
	Y-Y	8,89	0,037	0,09815	2,00
Sur appuis	X-X	3,55	0,014	0,993	0,790
	Y-Y	3,14	0,013	0,9935	0,70

❖ **Conclusion :**

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

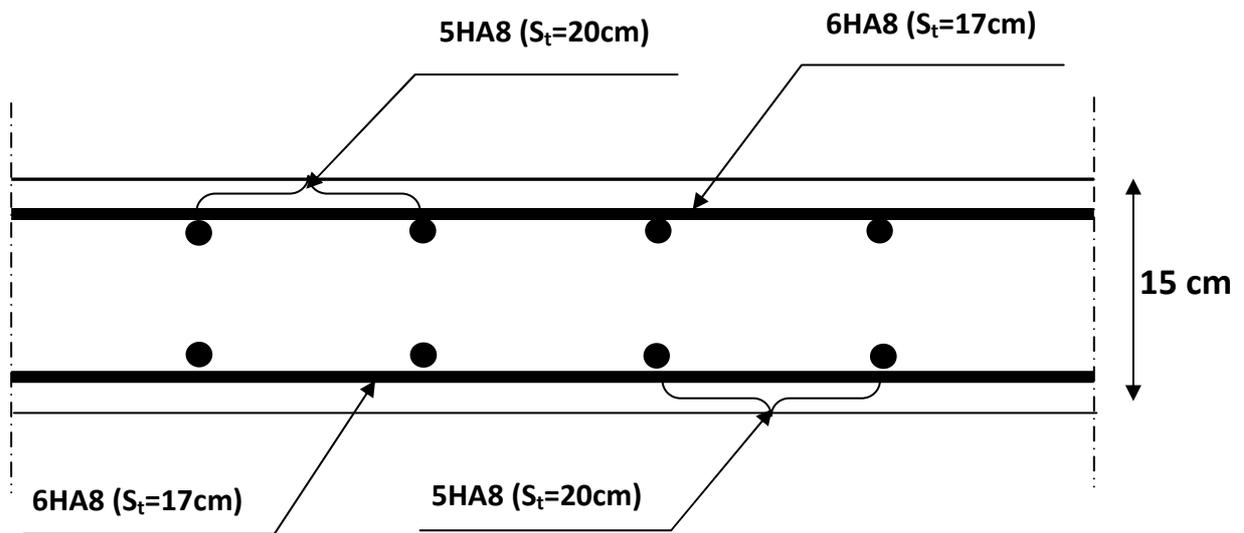
Sens x-x :

- En travées : 6HA8/ml avec un espacement de 17cm.
- Aux appuis : 4HA8/ml avec $e = 25\text{cm}$.

Sens y-y :

- En travées : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.
- Aux appuis : 4HA8/ml avec $e = 25\text{cm}$.

➤ **Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y**



III-5) L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il forme un écran, il sera calculé comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (Section dangereuse). Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

III-5-1) Dimensions de l'acrotère :

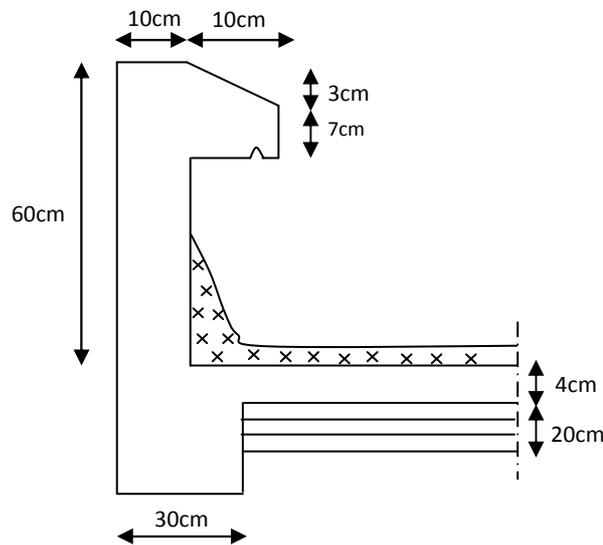
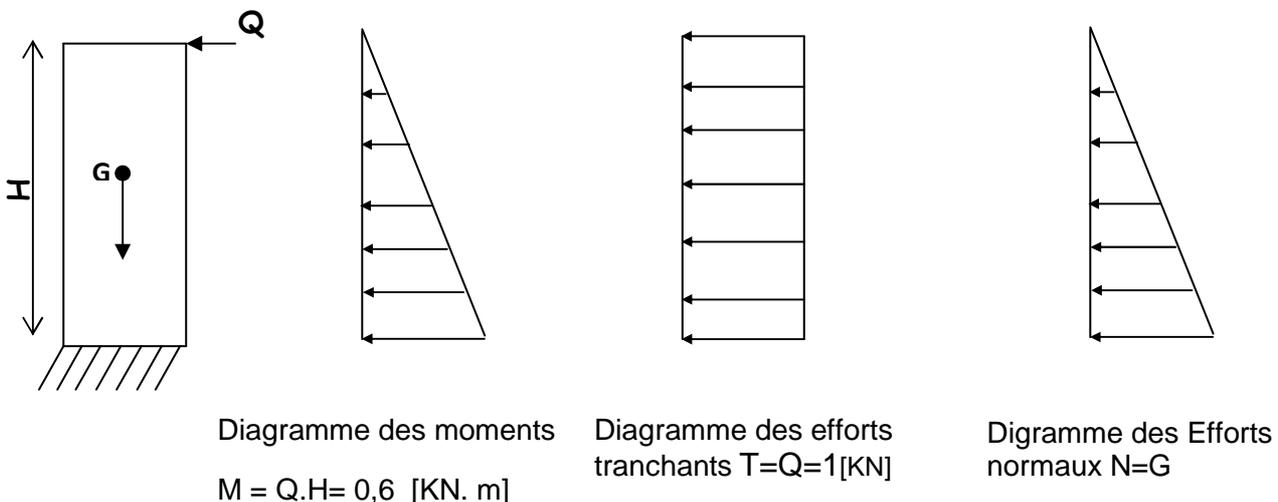


Fig. III-5-1: Coupe transversale de l'acrotère.

➤ **Schémas statiques :**



III-5-2) Détermination des sollicitations :

$$G = S \cdot \gamma_b \cdot 1ml$$

Avec : G : La charge permanente.

S : La surface de l'acrotère.

γ_b : Le poids volumique du béton qui est égale à 25 KN/m³.

$$S = \left[(0,07 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,10}{2} \right) \right] = 0,0685m^2$$

$$G = 0,073 \times 25 \times 1m = 1,713KN / ml$$

-Effort horizontal dû à la main courante : Q = 1KN/ml

-Effort normal dû au poids propre : N = G = 1,713 KN /ml

-Effort tranchant : T = 1KN

-Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : M = Q x H x 1ml = 0,6KN.m

-Surcharge d'exploitation : Q = 1KN/ml **(DTR B.C.2.2art 7.2.1)**

III-5-3) Combinaisons de charges :

$$1) \text{ à L'ELU: } \begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,713 = 2,31 KN \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 KN.m \end{cases}$$

$$2) \text{ à L'ELS: } \begin{cases} N_s = N_G = 1,713 KN \\ M_s = M_Q = 0,6 KN.m \end{cases}$$

III-5-4) Ferrailage de l'acrotère:

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h = 10 cm (épaisseur de l'acrotère)

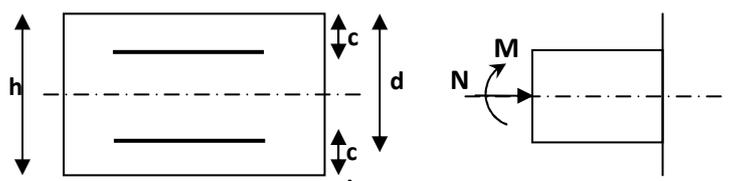
b = 100 cm (longueur de la section)

d = h - c = 8 cm

c = 2 cm

M_f: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

e : Excentricité



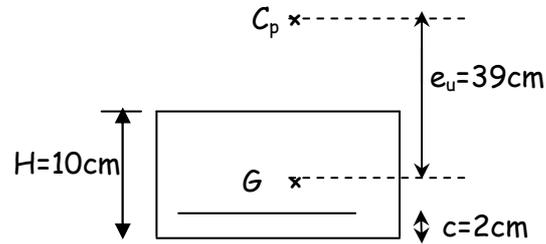
➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9 \times 10^2}{2,31} = 38,96 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 39 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

D'où elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

a) Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42 \text{ cm}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 2,31 \times 0,42 = 0,970 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,970 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,010$$

$\mu_u = 0,010 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,970 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0,28 \text{ cm}^2$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$

III-5-5) Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité : (BEAL91/Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,713} = 35 \text{ cm}$$

- ❖ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

🚧 Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

🚧 Soit : 3HA8 $\Rightarrow A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ répartir sur 60cm de hauteur avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

• **Espacement des barres : (BAEL91/Art A.8.2.42)**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.
 - Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.
- Les conditions sont vérifiées.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1,1)**

Nous avons une fissuration préjudiciable : (BAEL91 / Art A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{Avec: } Vu = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres: (BAEL 91/Art A.6.1,3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Ancrage des barres verticales : (BAEL91/Art. A.6.1,22)**

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 29 \text{ cm.}$$

III-5-6) Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,713 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,713} = 35,02 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier cette condition car il n'y a pas acier comprimée. (SSA)

a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/ArtA.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

fissuration préjudiciable \Rightarrow (BAEL91/Art A.4.5,34)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration
 $\eta = 1,6$ pour (acier HA). $\phi \geq 6mm$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67 ; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$ et $A_u = 2.01 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$\rho_1 = 0,251$ (après interpolation) $\Rightarrow K_1 = 47,69 \Rightarrow \beta_1 = 0,92025$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,92025 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 40,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/ArtA.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40,55}{47,69} = 0,85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **vérification de l'acrotère au séisme : [Art.6.2.3 RPA99 version 2003]**

✓ **Calcul de la force sismique :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec : A: coefficient d'accélération de zone, dans note cas :

A = 0.25 (Zone III, groupe d'usage 2).

C_p = 0.3 (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires).

W_p = 1.713 KN/ml. (Poids de l'élément).

Donc : F_p = 4×0,3×0,25×1,713 = 0,51 KN/ml < Q = 1 KN/ml.

✚ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour le ferrailage adopté précédemment :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01cm²**
- Armatures secondaires : **3HA8/ml = 1,50cm²**

➤ **Plan de ferrailage de l'acrotère :**

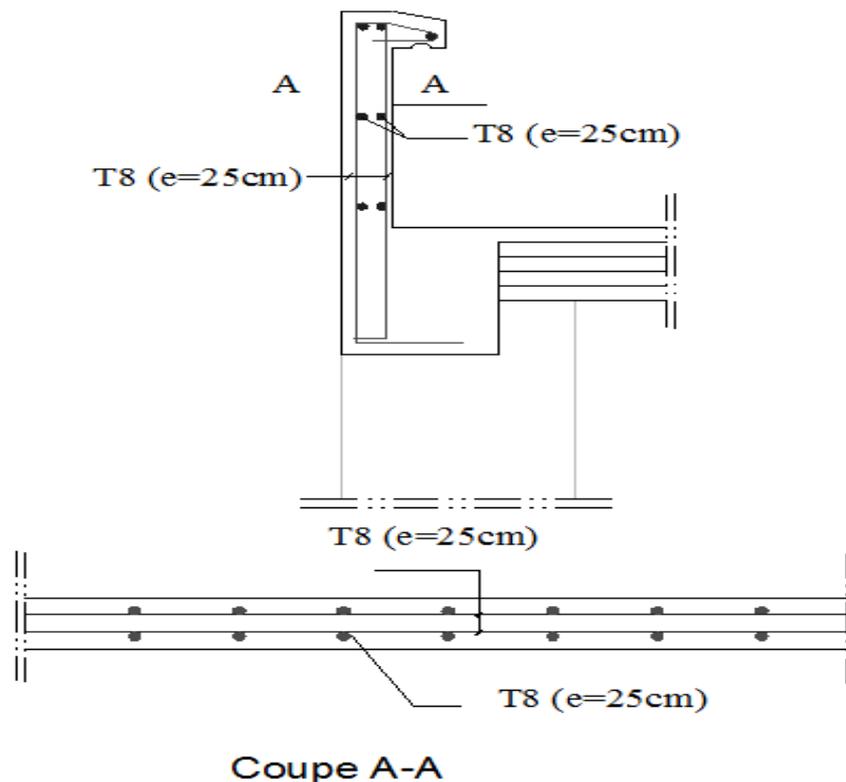


Fig. III-5 : Ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

IV-1) Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc.

IV-2) Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

IV-3) Introduction des données :

Puisque notre structure composée de deux blocs séparés par un joint sismique, on doit les étudier séparément chaque un dans un fichier propre.

IV-3-1) Introduction de la géométrie du modèle:

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.



Fig. IV-3-1₁ : Les unités utilisées.

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**

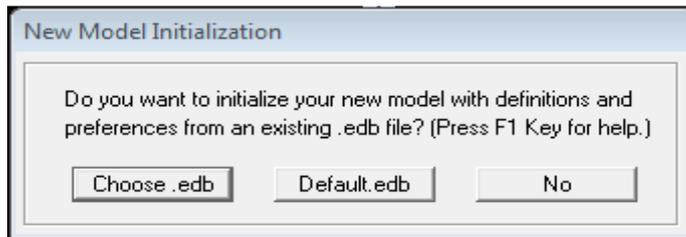


Fig. IV-3-1₂ : Nouveau model pour la forme initiale.

On clique sur **Default.edb**

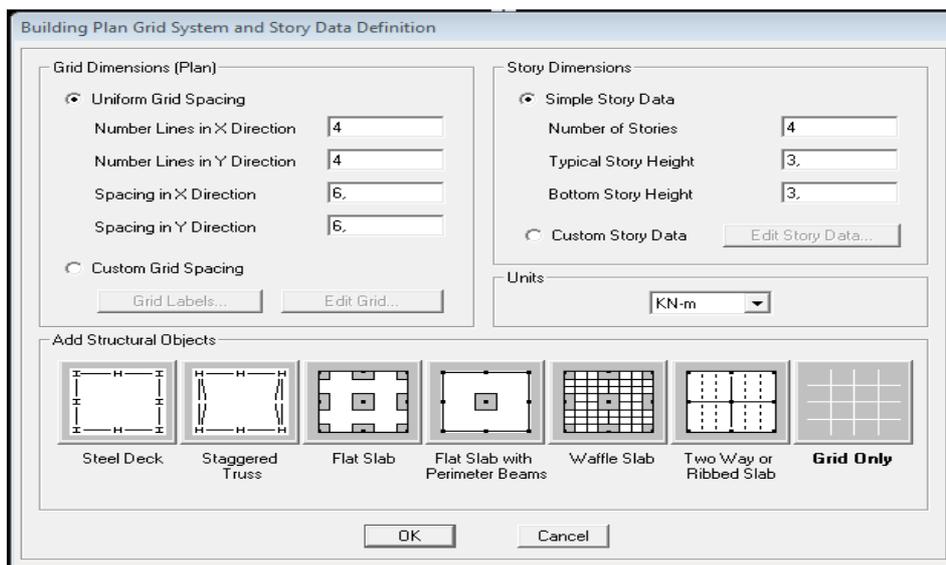


Fig. IV-3-1₃ : Le système grille plan et définition des niveaux.

Dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).

Bloc G

Direction x: 4
Direction y: 9
Direction z: 10

Bloc D

Direction x: 3
Direction y: 6
Direction z: 9

✚ Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system.**

-On introduit les distances cumulées et les niveaux pour les deux blocs :

Le bloc G :

Suivant x: 0 ; 5,5 ; 10 ; 14.

Suivant y: 0 ; 3,6 ; 7,1 ; 12,5 ; 19,75 ; 25,25 ; 26,45 ; 28,65 ; 32,25.

Suivant z: 0,00 ; 4,00 ; 7,20 ; 10,40 ; 13,60 ; 16,80 ; 20,00 ; 23,20 ; 26,40 ; 29,60

Le bloc D :

Suivant x: 0 ; 4,5 ; 10.

Suivant y: 0 ; 3,6 ; 7,1 ; 12,5 ; 14,05 ; 19,76 ; 21,50 ; 25,15 ; 26,35.

Suivant z: 0,00 ; 4,00 ; 7,20 ; 10,40 ; 13,60 ; 16,80 ; 20,00 ; 23,20 ; 26,40 ; 29,60.

Visualisation : Bloc G

Bloc D

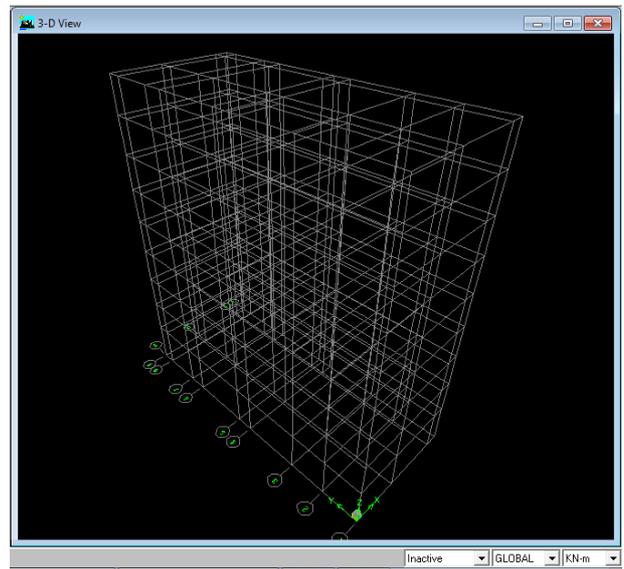
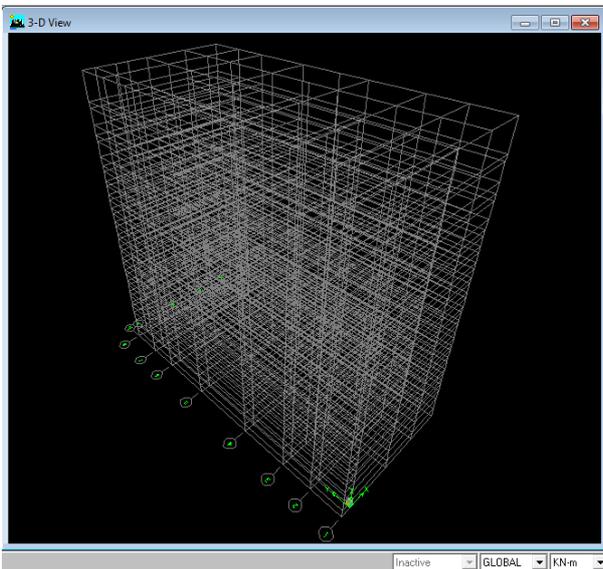


Fig. IV-3-1₄ : La forme initiale de l'ossature en 3D avec un système de grilles.

a) Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System.**

Dans la fenêtre apparante en introduit les valeurs suivantes :

▪ **Le béton :**

- **Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m³**
- **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m³**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m²**
- **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**
- **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m²**
- **Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers long.): **400000 KN/m²**
- **Shear Reinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers trans.): **400000 KN/m²**

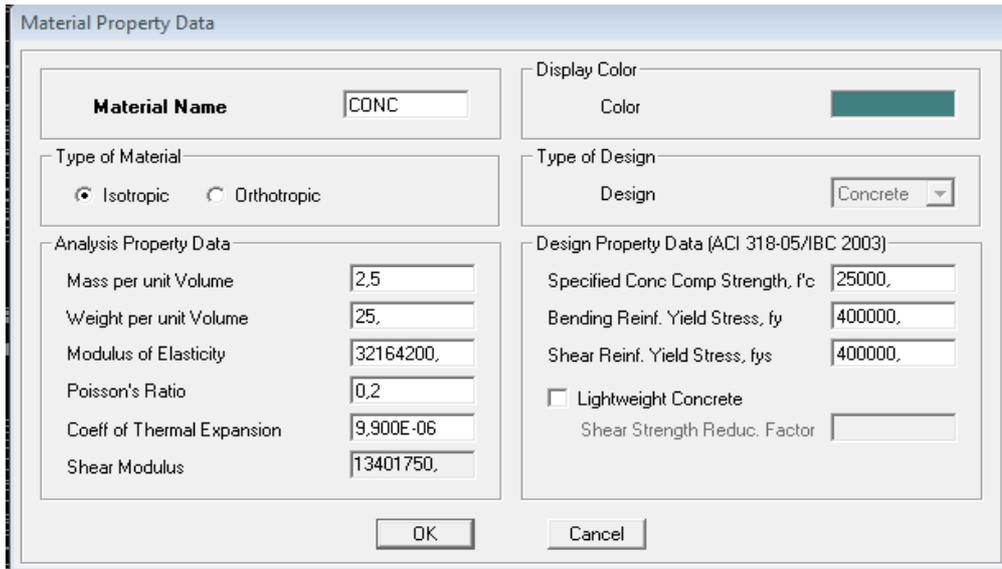


Fig. IV-3-1-a : Propriétés des matériaux.

b) Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l’affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **add rectangular** pour une section d’une poutre.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections**

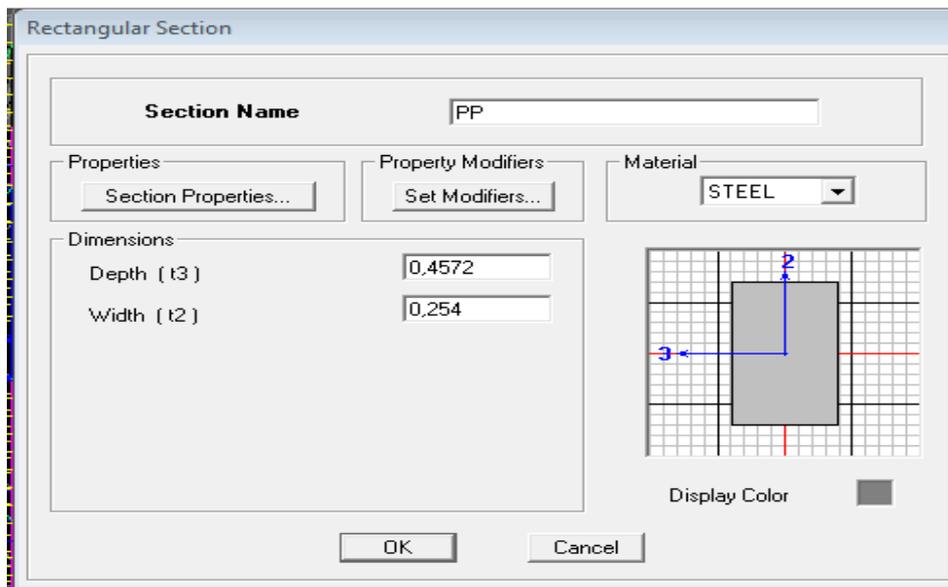


Fig. IV-3-1-b₁ : propriétés géométriques de la section.

✚ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define/ Wall, Slab, Deck sections...

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

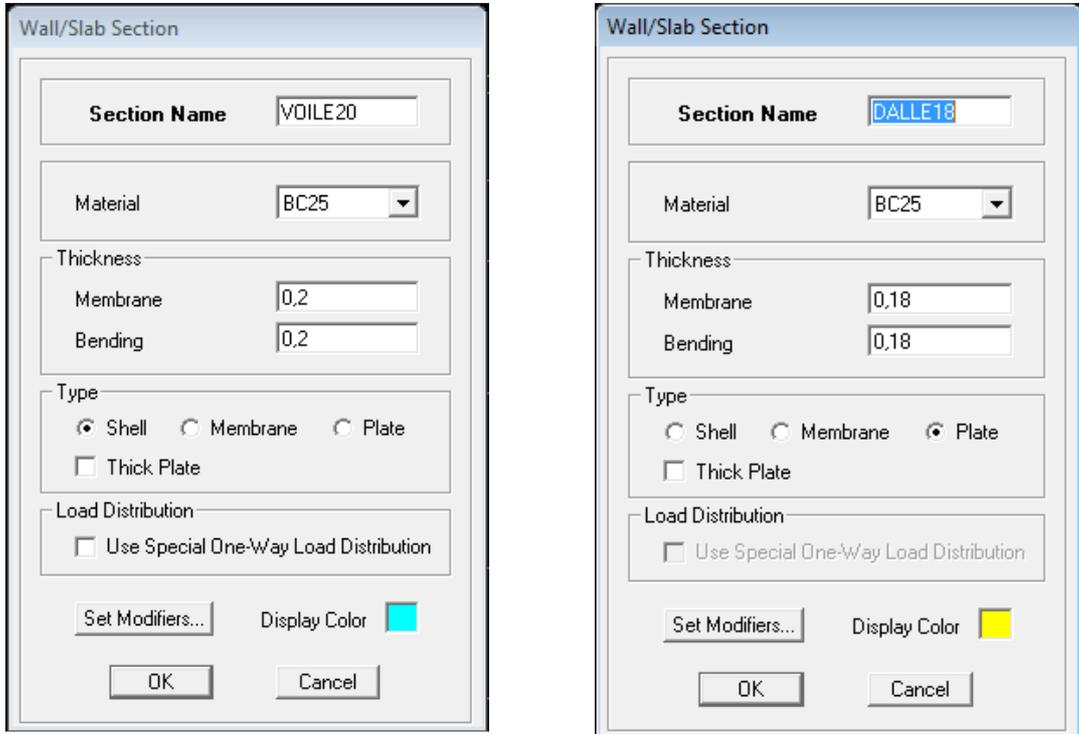


Fig. IV-3-1-b₂ : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

c) Dessins des éléments définis:

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :

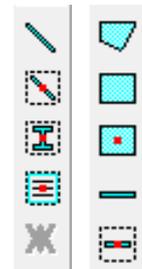
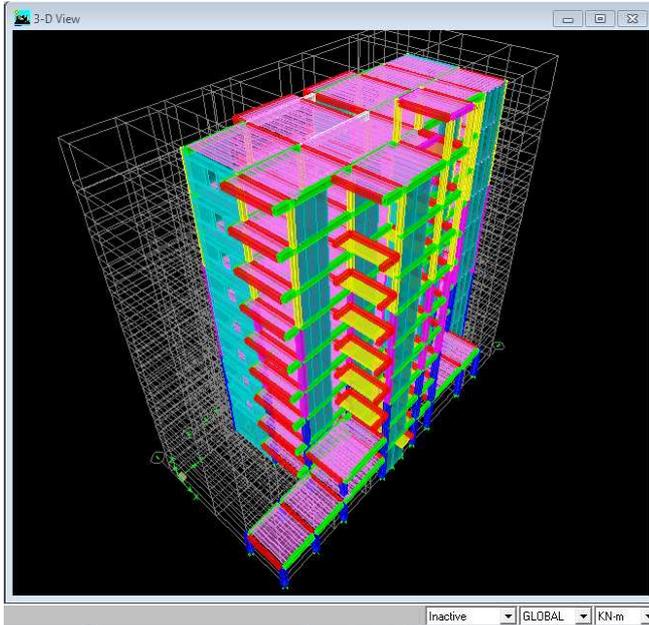


Fig. IV-3-1-c₁ : barres utilisées pour le dessin.

Bloc G



Bloc D

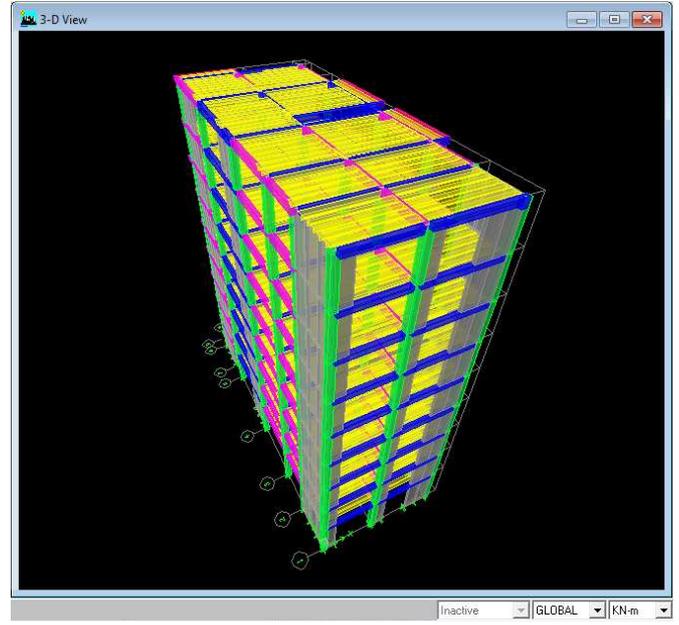


Fig. IV-3-1-c₂ : La forme finale des deux blocs du bâtiment en 3D.

d) Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

▪ Charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.**

On introduit:

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

🚧 En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

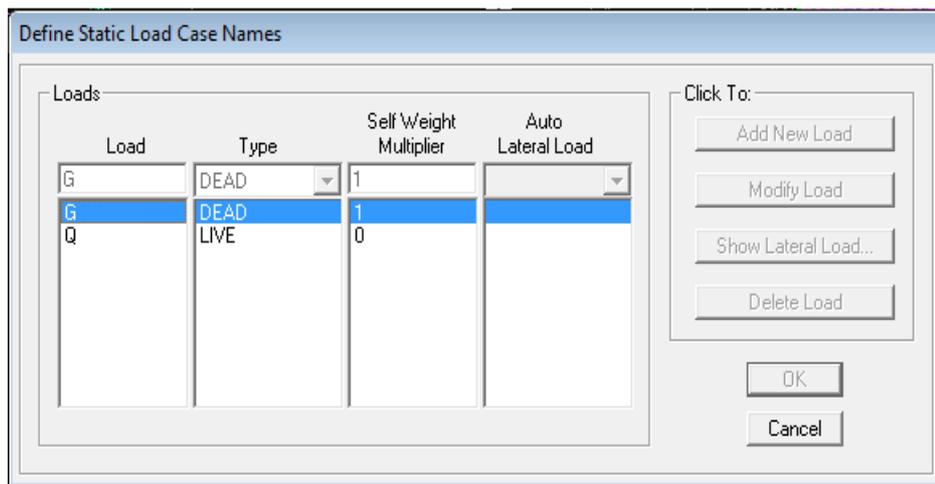


Fig. IV-3-1-d₁: Les charges statiques G et Q.

▪ Charge dynamique :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante:  et introduit les données suivantes :

Zone : III (Zone a sismicité élevée.)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coefficient de comportement : R=3,5 (voiles porteurs)

Site : S3 (Site meuble)

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi = 10\%$ fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critères (q)	P _q			
	Observé		Non observé	
	Bloc G	Bloc D	Bloc G	BlocD
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	/	/	0,05	0,05
2. Redondance en plan.	/	/	0,05	0,05
3. Régularité en plan.	/	/	0,05	0,05
4. Régularité en élévation.	/	/	0,05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0	/	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0	/	/

Tableau : Les déplacements au 1^{er} et le 2^{ème} mode trouvés par logiciel

- Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.
- Les résultats trouvés sont les mêmes pour les deux blocs et dans les deux sens x et y.

AN : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \Rightarrow Q = 1,20$

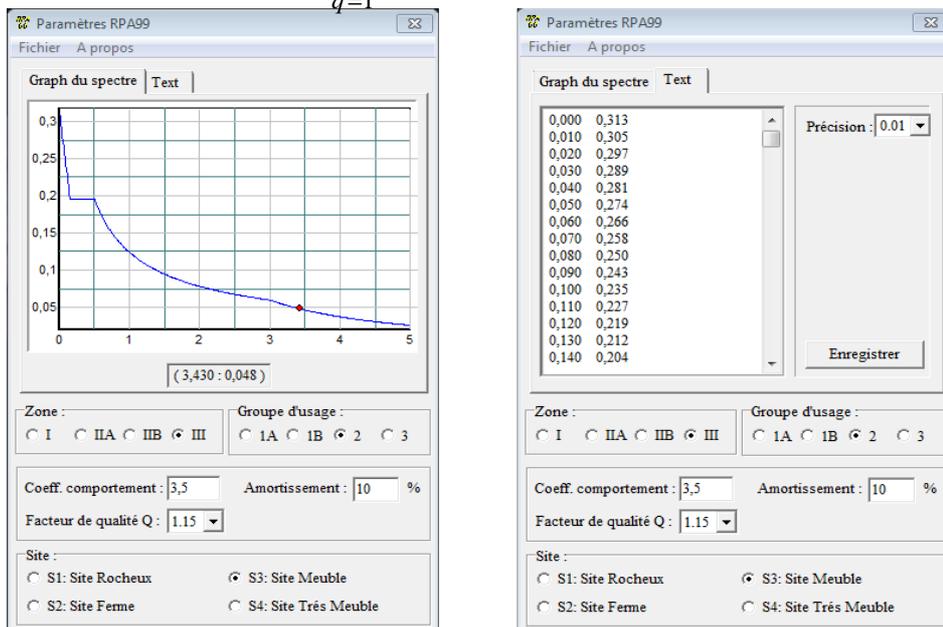


Fig. IV-3-1-d₃ : Le spectre de réponse du RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define / Response Spectrum function / Spectrum from file

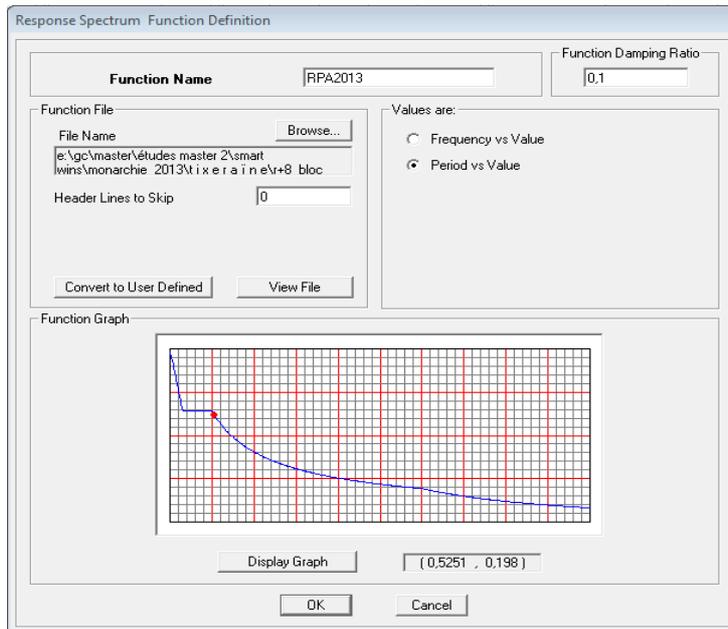


Fig. IV-3-1-d₄: Le spectre de réponse du RPA.

Function Name (nom du spectre): **RPA2013**, on valide en cliquant sur **OK**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrum

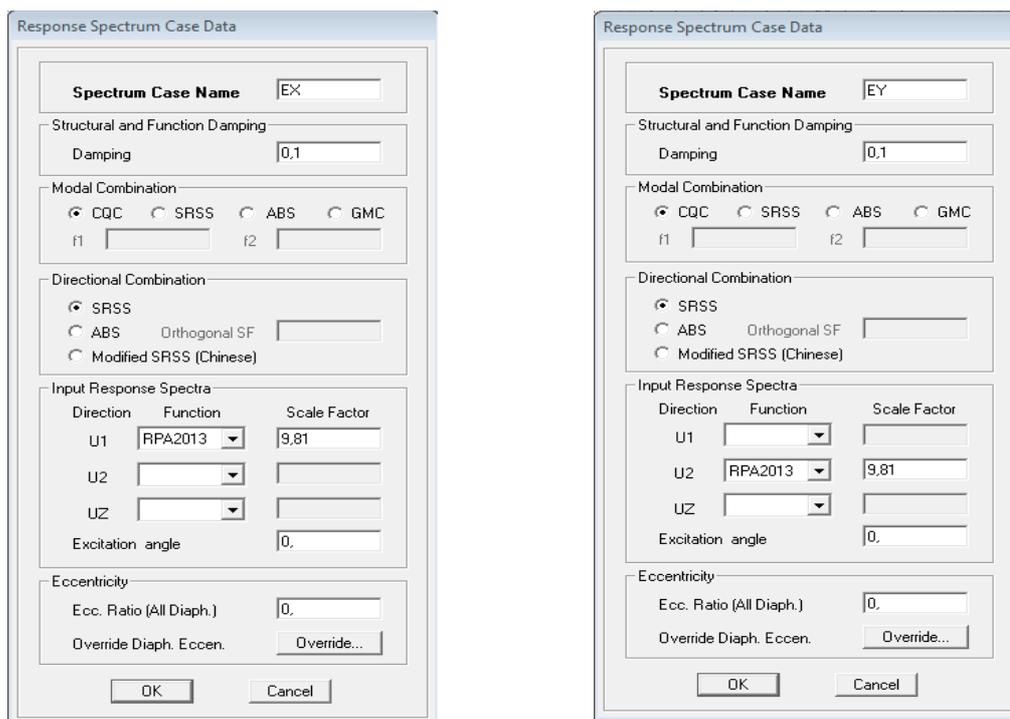


Fig. IV-3-1-d₅: La charge sismique suivant les deux directions orthogonales.

Spectrum Case Name : Ex et Ey

Dans la partie Input Response Spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Remarque :

Dans la case Scale Factor on introduit un facteur d'échelle égale à 9,81, ce qui correspond à l'apesanteur.

e) Affectation des charges a la structure :

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges qui lui reviennent.

▪ Chargement linéaire :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign / Frame line Loads /Distributed...

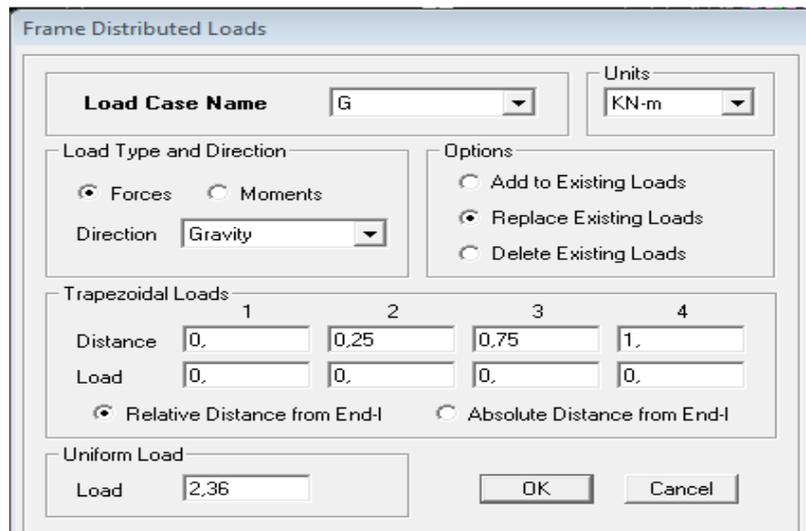


Fig. IV-3-1-e₁: Chargement linéaire.

▪ Chargement surfacique:

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign / Shell / Areas Loads / uniform...

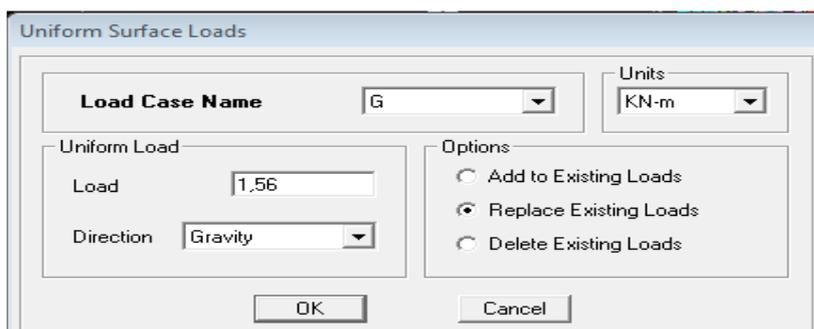


Fig. IV-3-1-e₂: Chargement surfacique uniforme.

f) Introduction des combinaisons d'actions:

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : **1.35G+1.5Q**

ELS : **G+Q**

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : **G+Q±E**

08GE : **0,8G±E**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define / Load Combination / Add New Combo

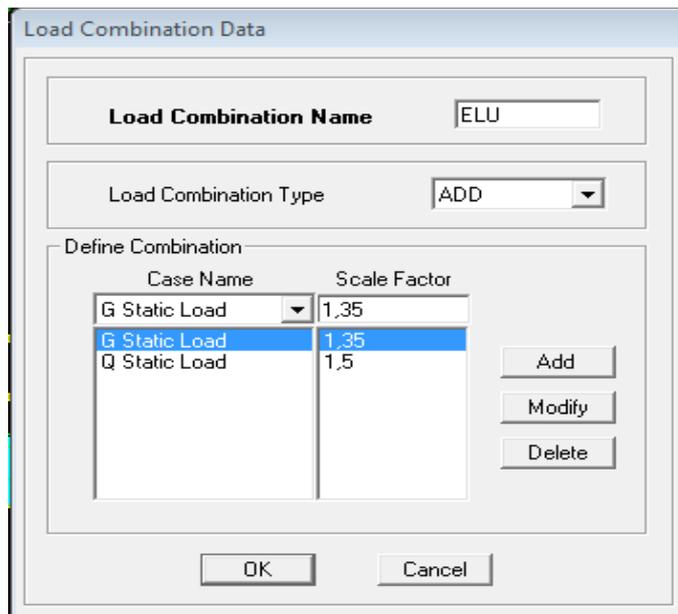


Fig. IV-3-1-f: Combinaison d'action.

g) Affectation des masses sismiques et inerties massiques :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale

à:
$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS
Define / mass source...

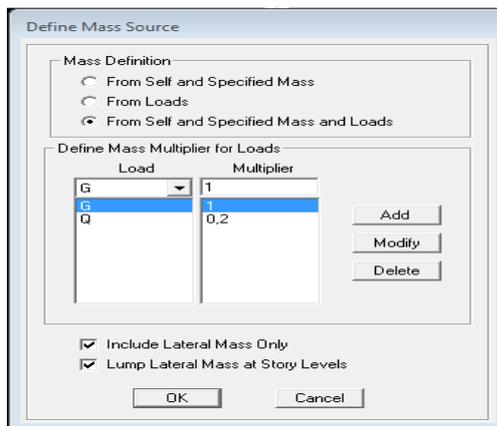


Fig. IV-3-1-g: La masse source.

h) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

▪ Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur: **Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports)...**



Fig. IV-3-1-h₁: Encastrement.

▪ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D₁

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D₂ ; D₃ ; ; D₉**

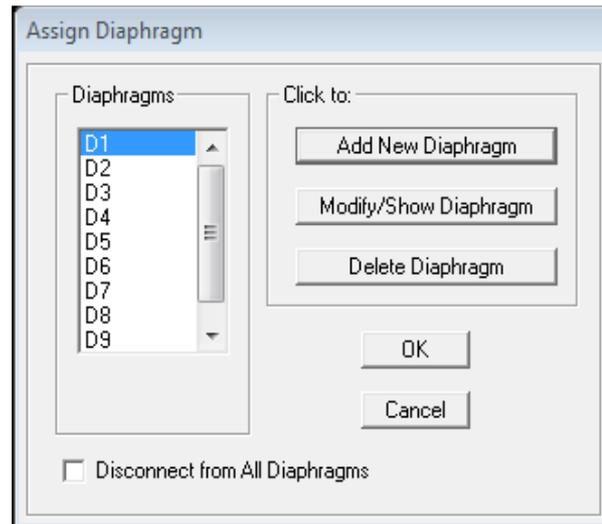


Fig. IV-3-1-h₂: Diaphragmes.

i) Analyse et visualisation des résultats:

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F8** sur le clavier.

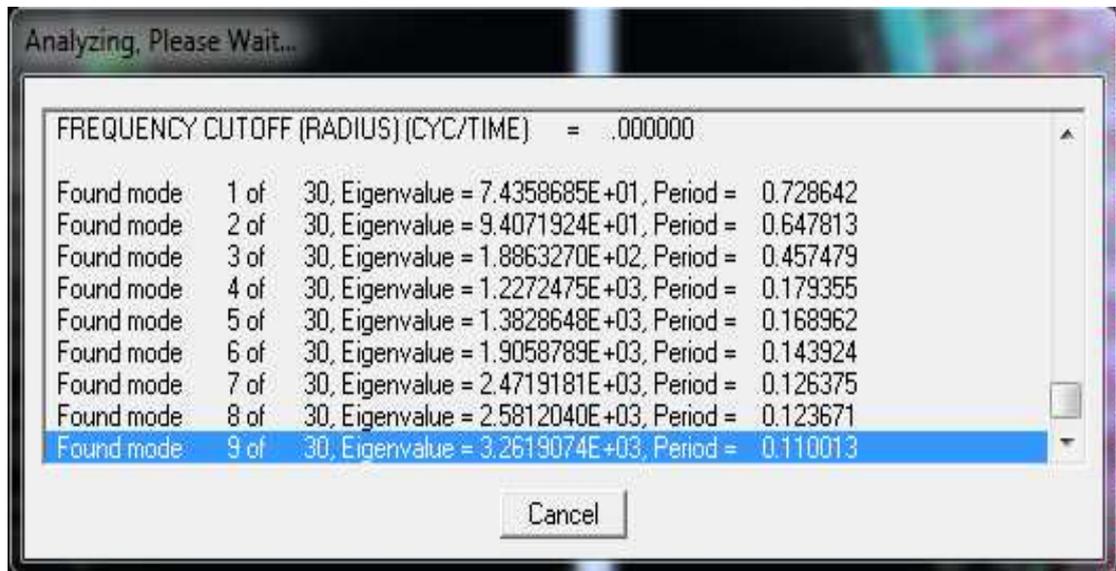


Fig. IV-3-1-i: Lancement de l'analyse :

IV-3-2) Visualisation des résultats :

1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information**» **OK**.

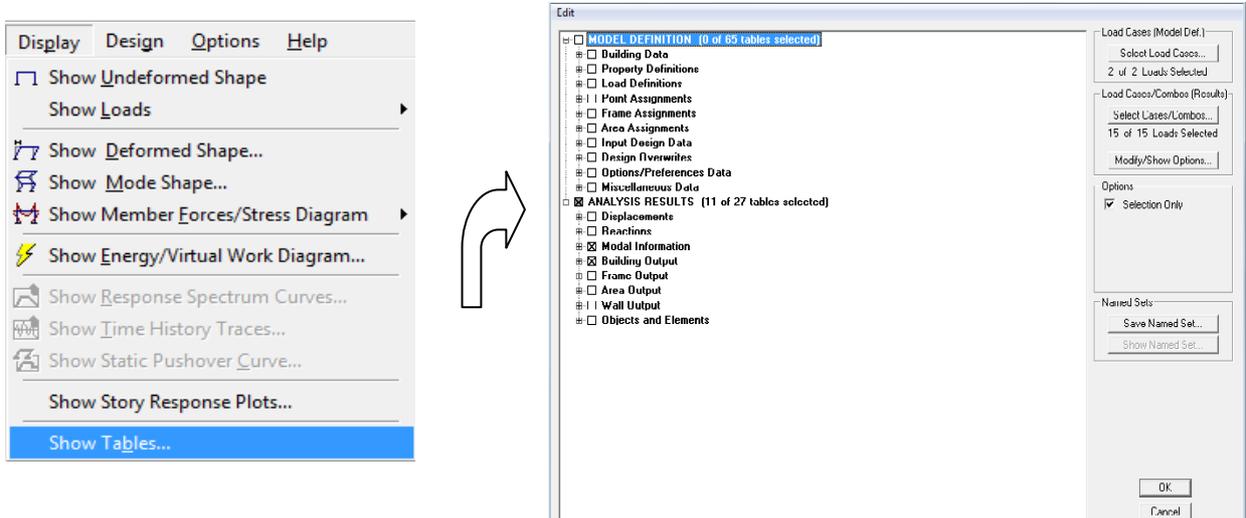


Fig. IV-3-2-1_a : détermination de la période.

Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant:

Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal **participating mass ratios**.

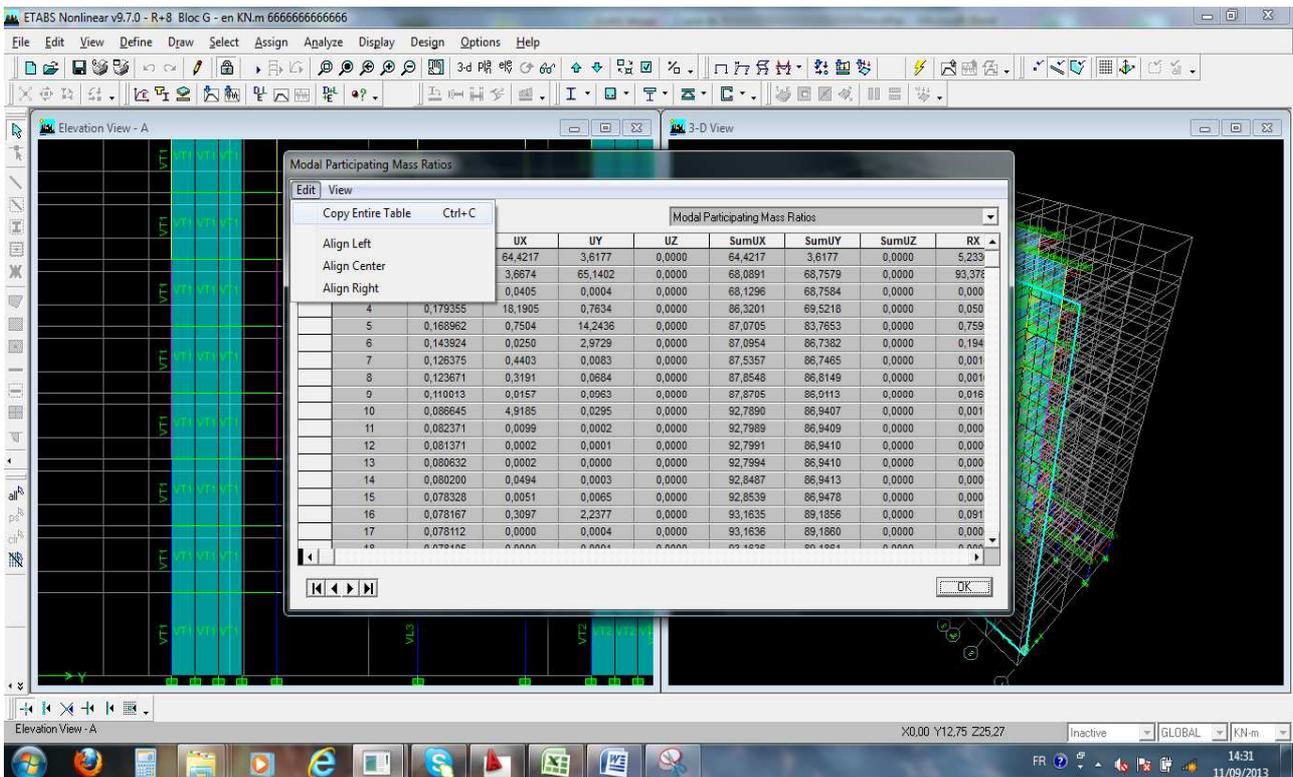


Fig. IV-3-2-1_b: Affichage des résultats de la période et la participation nodale

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté
 Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

2) **L'excentricité :**

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables** , puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

Analyse resultados / Bulding output / OK.

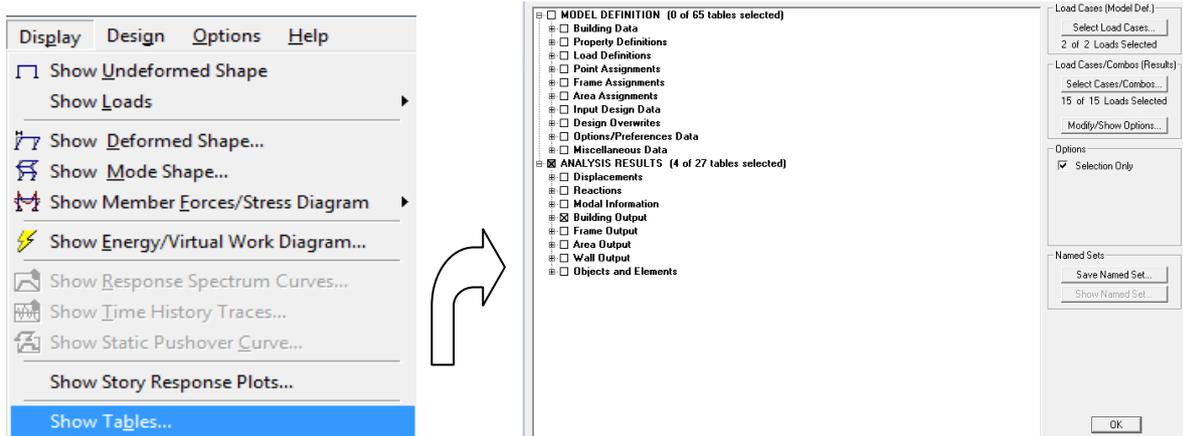


Fig. IV-3-2-2_a : détermination de l'excentricité.

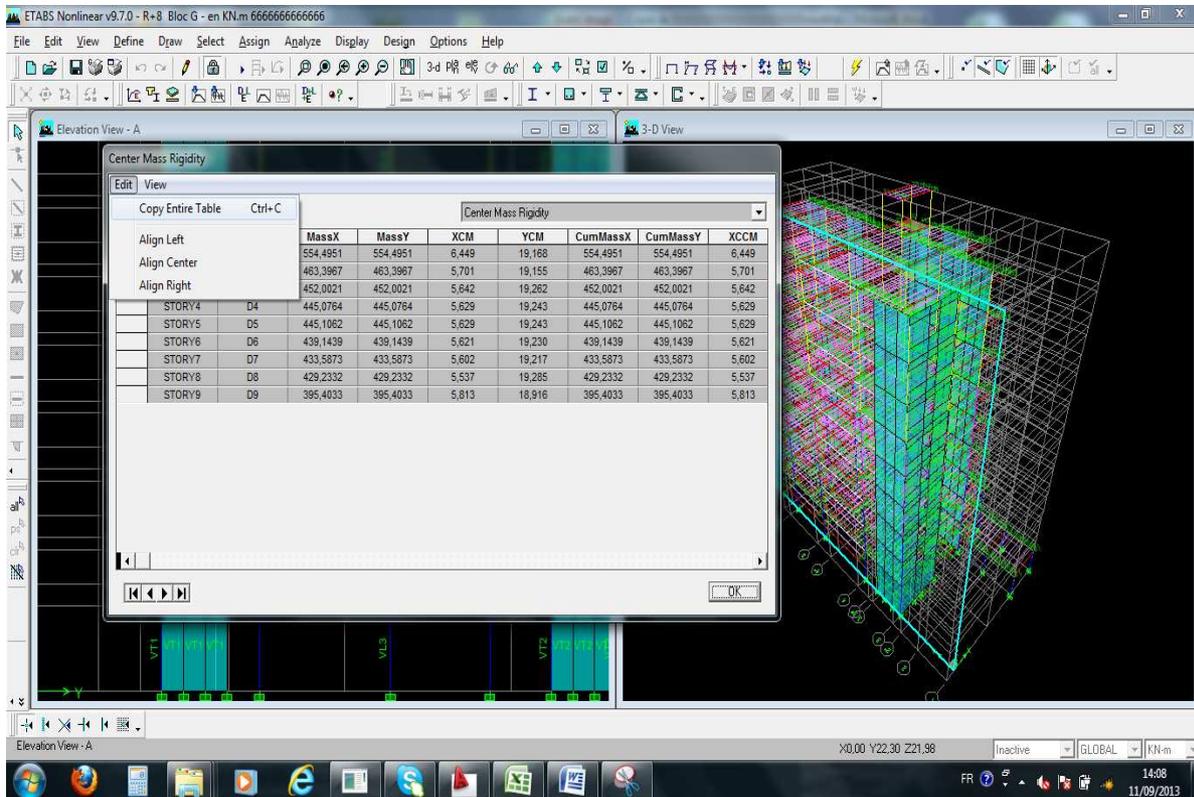


Fig. IV-3-2-2_b : Affichage des résultats de l'excentricité.

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit** → **Copy entire table** pour le copier à Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

3) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** » **OK -OK**

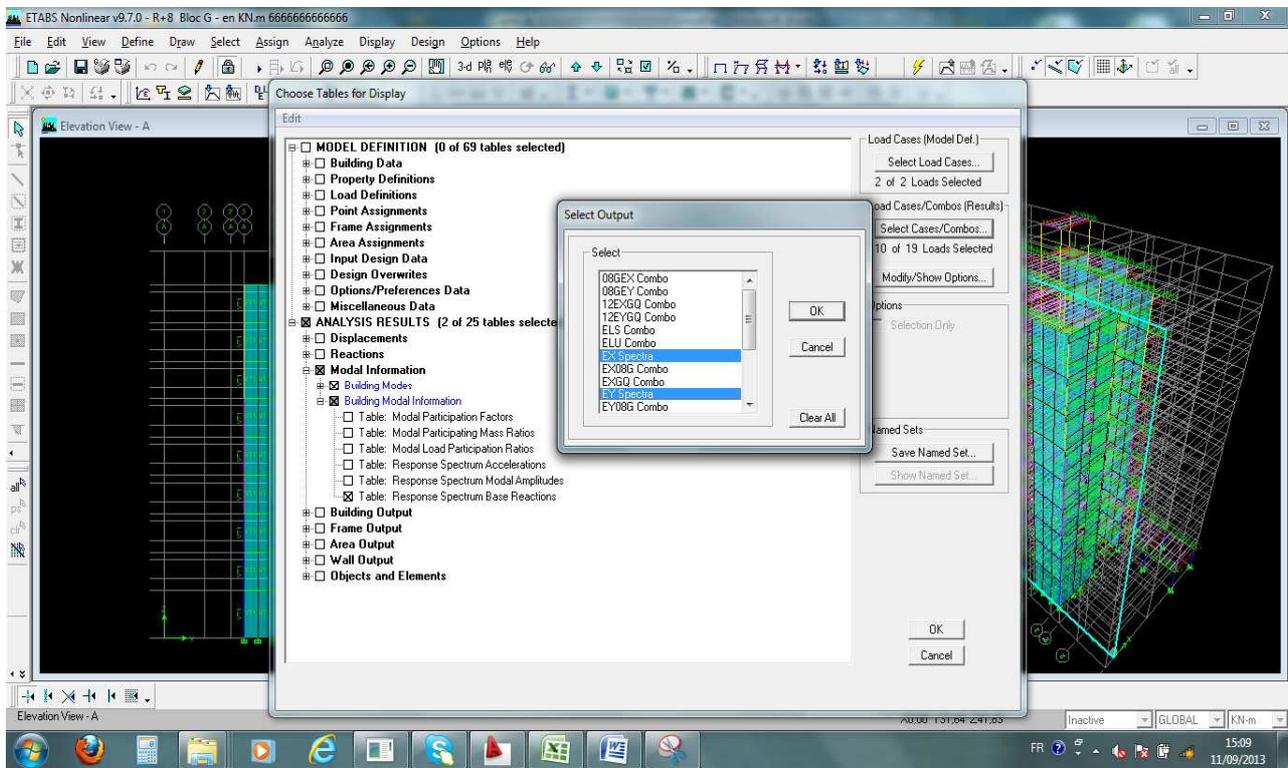
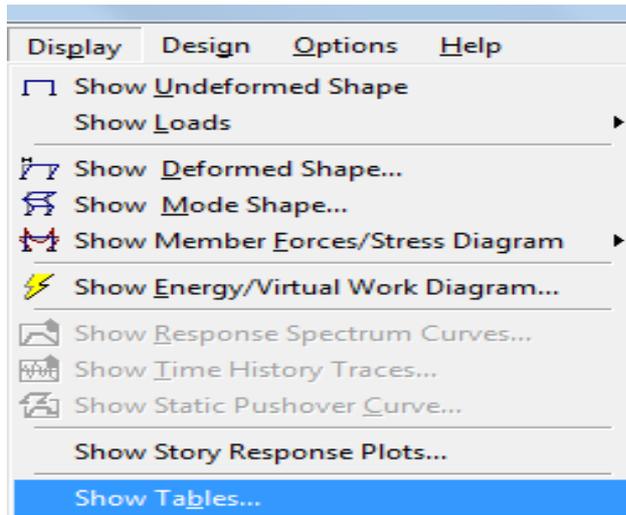


Fig. IV-3-2-3_a : détermination de l'effort tranchant à la base.

Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche :

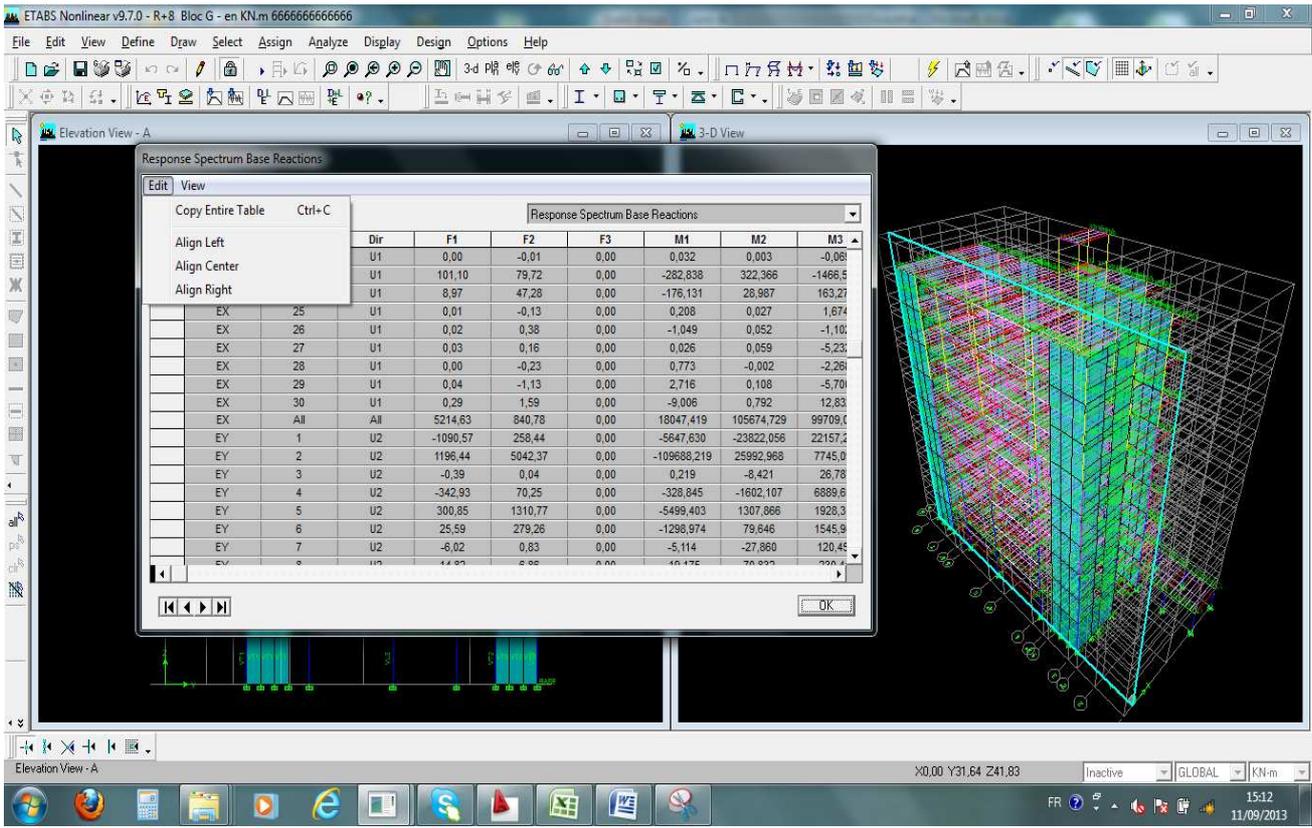
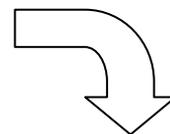
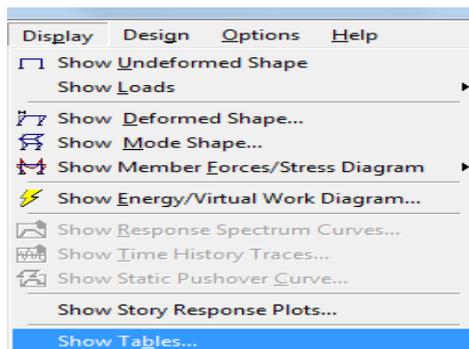


Fig. IV-3-2-3_b: Affichage des résultats de l'effort tranchant à la base.

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

4) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show tables**



Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

**Analysis results / displacements / displacement data /
Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK.**

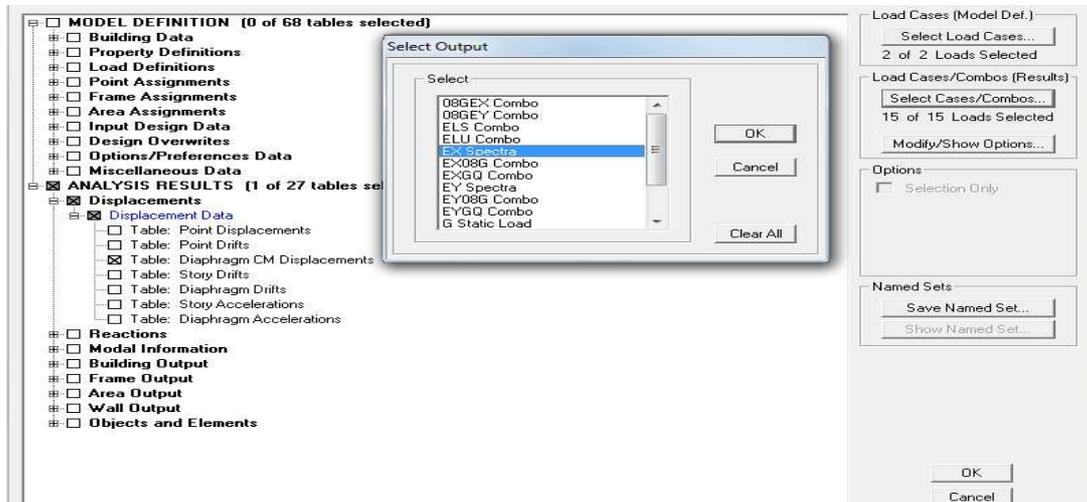


Fig. IV-3-2-4_a : détermination des déplacements.

Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche qui est le suivant :

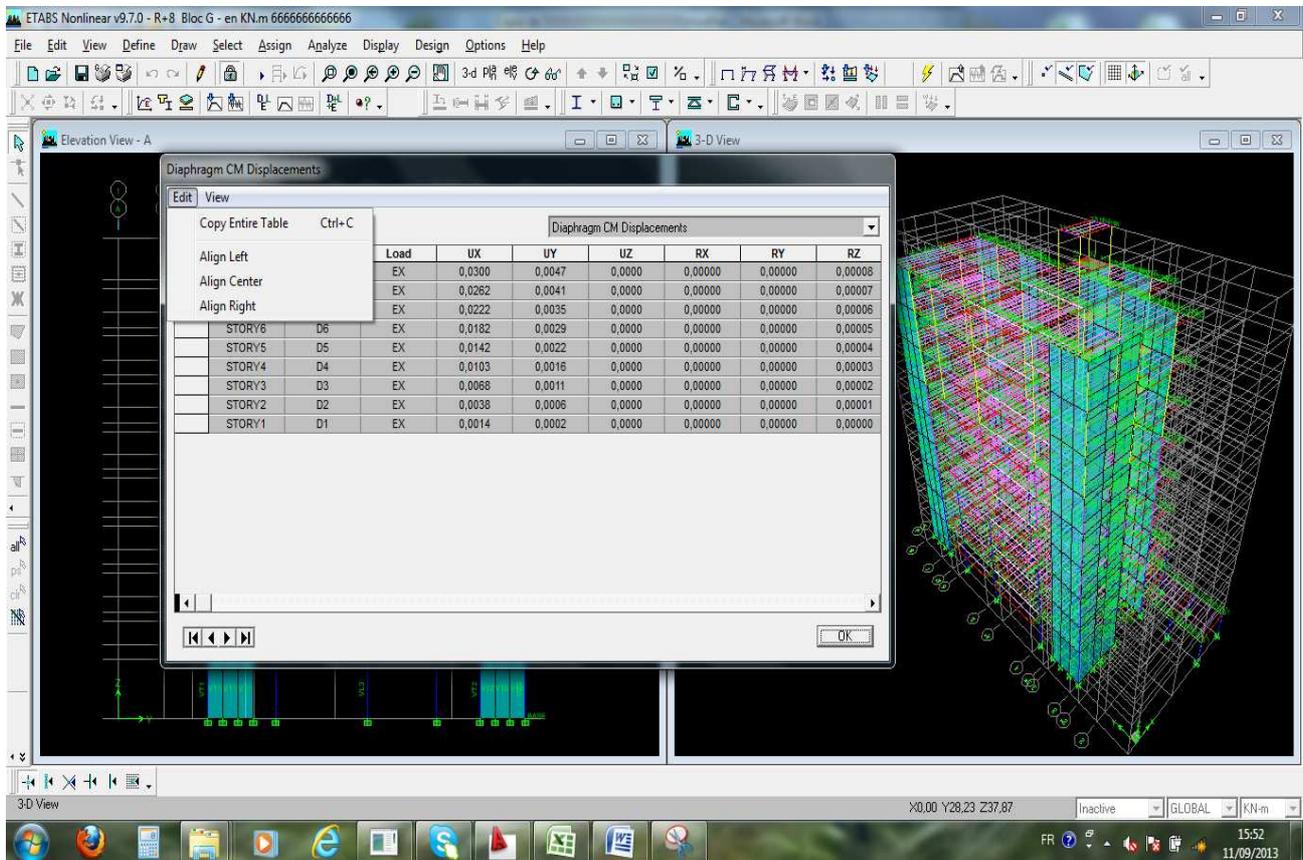


Fig. IV-3-2-4_b : Affichage des résultats des déplacements

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la comb Ey).

Ou bien en sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre V).

4) Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal:

Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant :

Display / show story response plots...

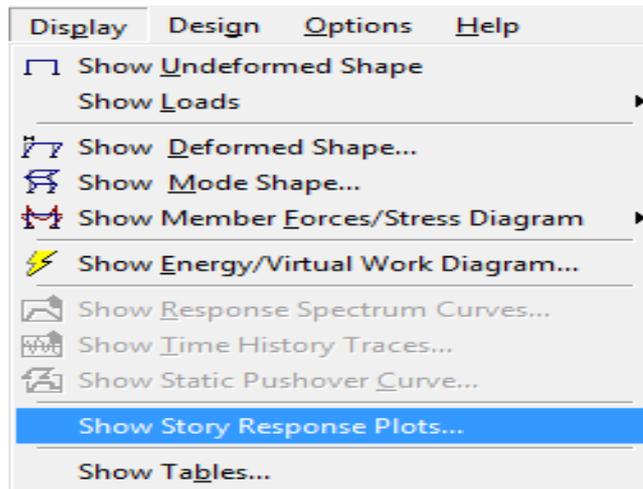
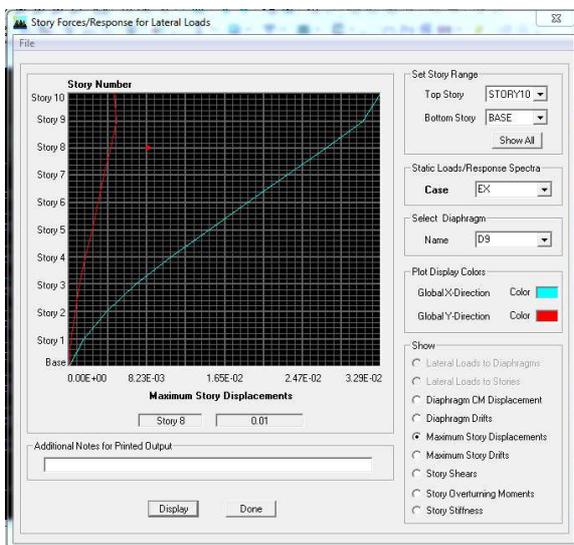


Fig. IV-4₁ : détermination des déplacements maximaux.

BLOC DE GAUCHE :

Sens l'action de **E_x** :



Sens l'action de **E_y** :

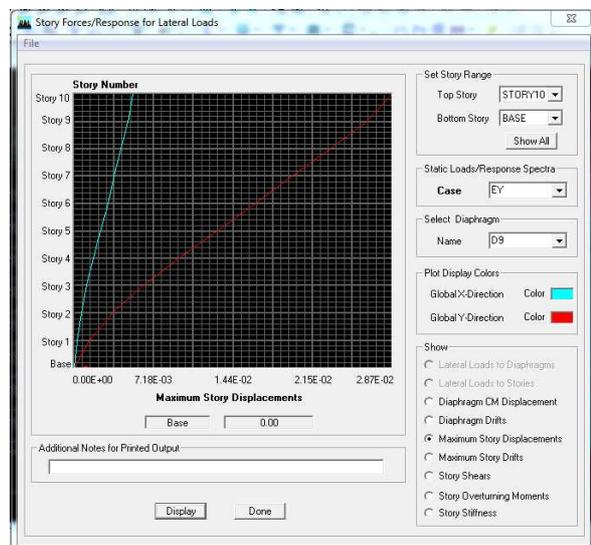


Fig. IV-4₂ : Déplacement maximal selon Ex et Ey

BLOC DE DROITE :

Sens l'action de E_x :

Sens l'action de E_y :

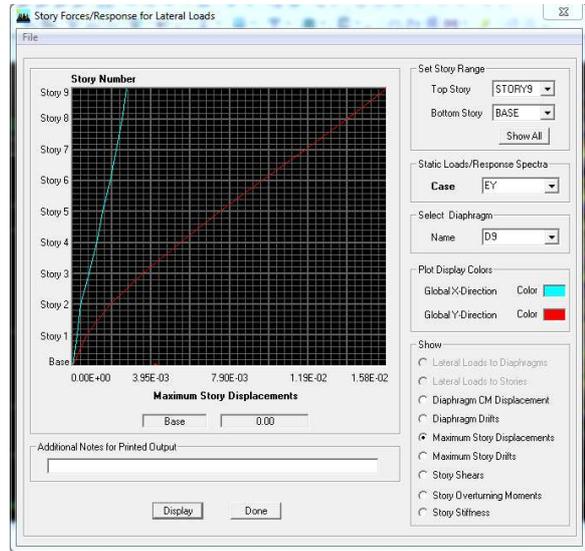
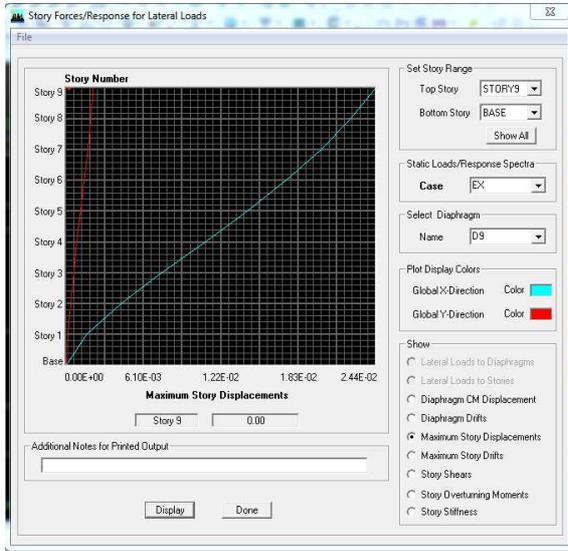
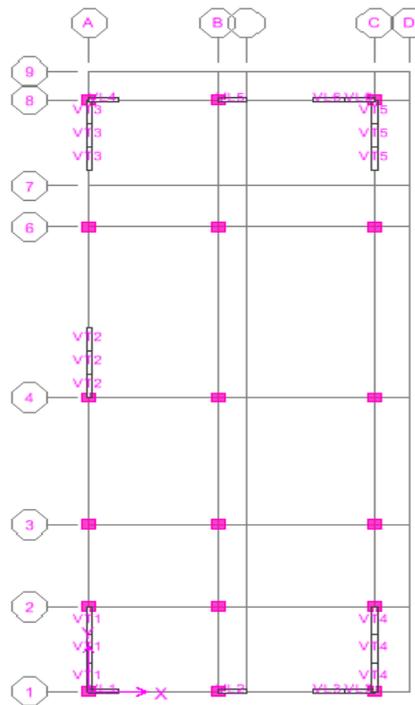
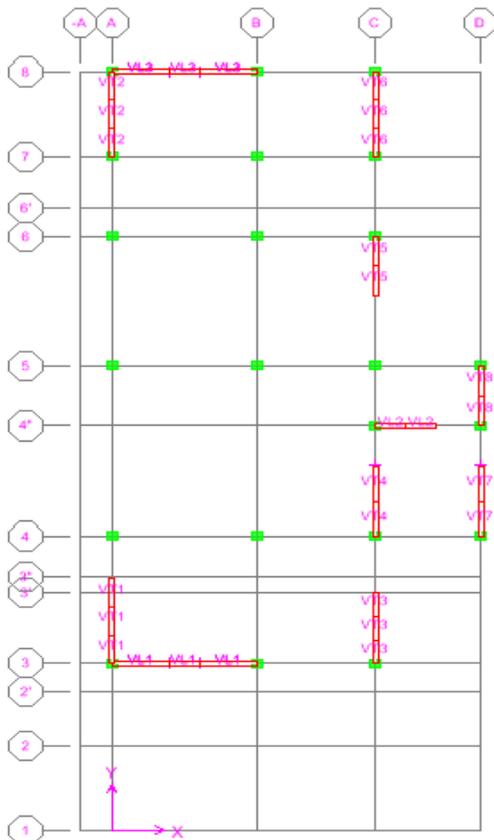


Fig. IV-4₃ : Déplacement maximal selon E_x et E_y

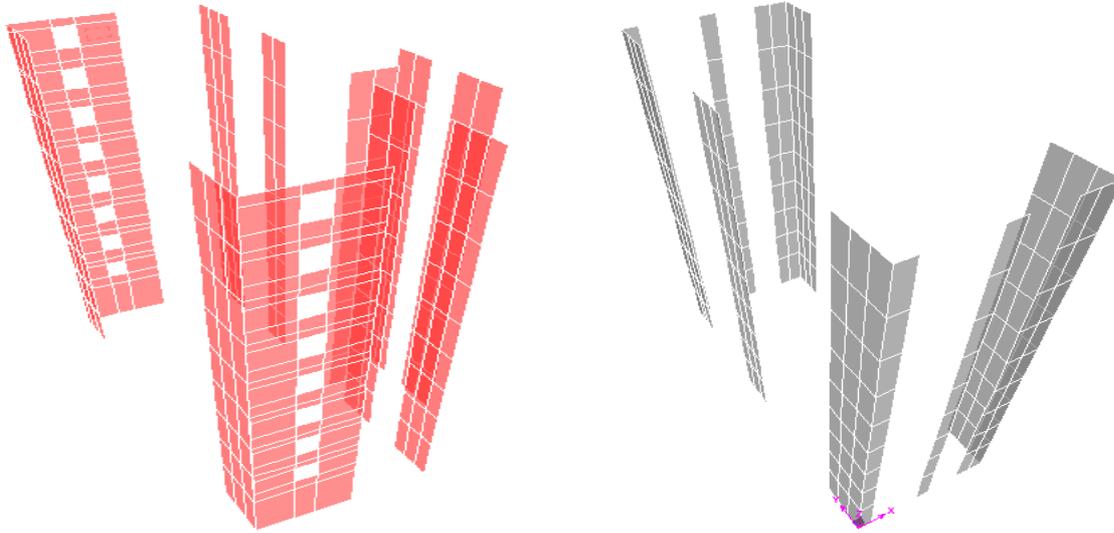
5) Etude du contreventement :

La disposition des voiles

vu en plan :



Vu en trois dimensions (3D) :

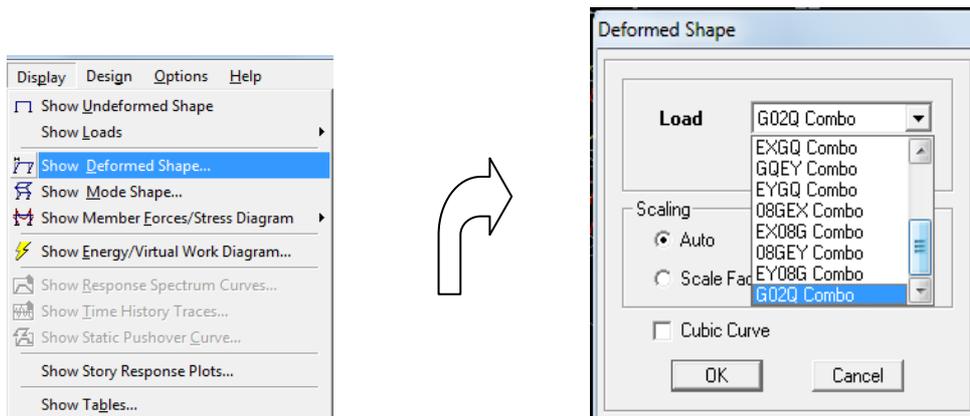


Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'**ETABS** .

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

1^{ère} étape :

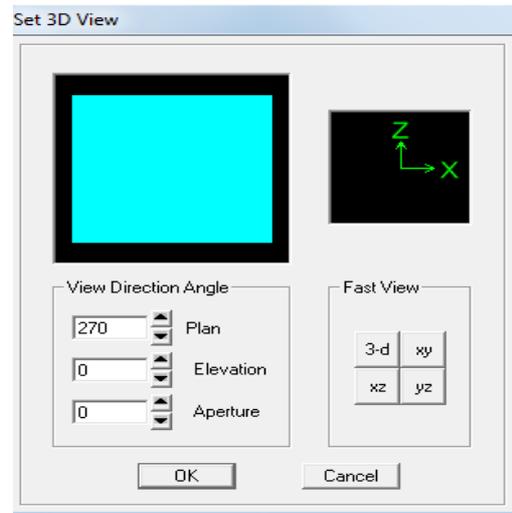
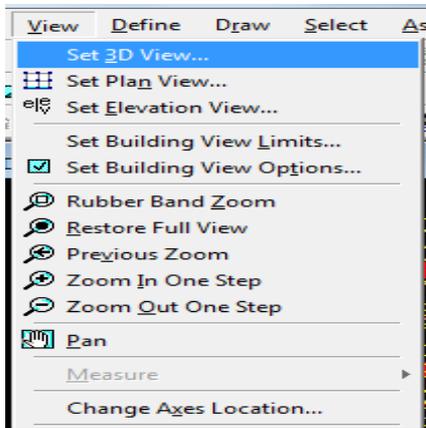
Display → **show deformation shop**



Un fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **G+0,2Q** dans la case **load** puis **OK**.

2^{ème} étape :

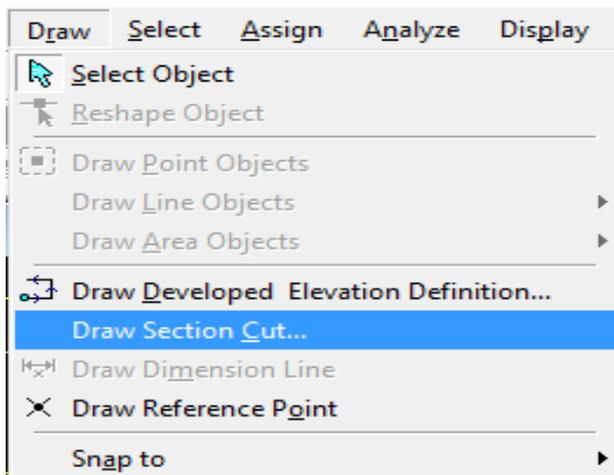
View → Set 3D view



Une fois la fenêtre est affiché on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

3^{ème} étape :

Draw → Draw Section Cut



Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :

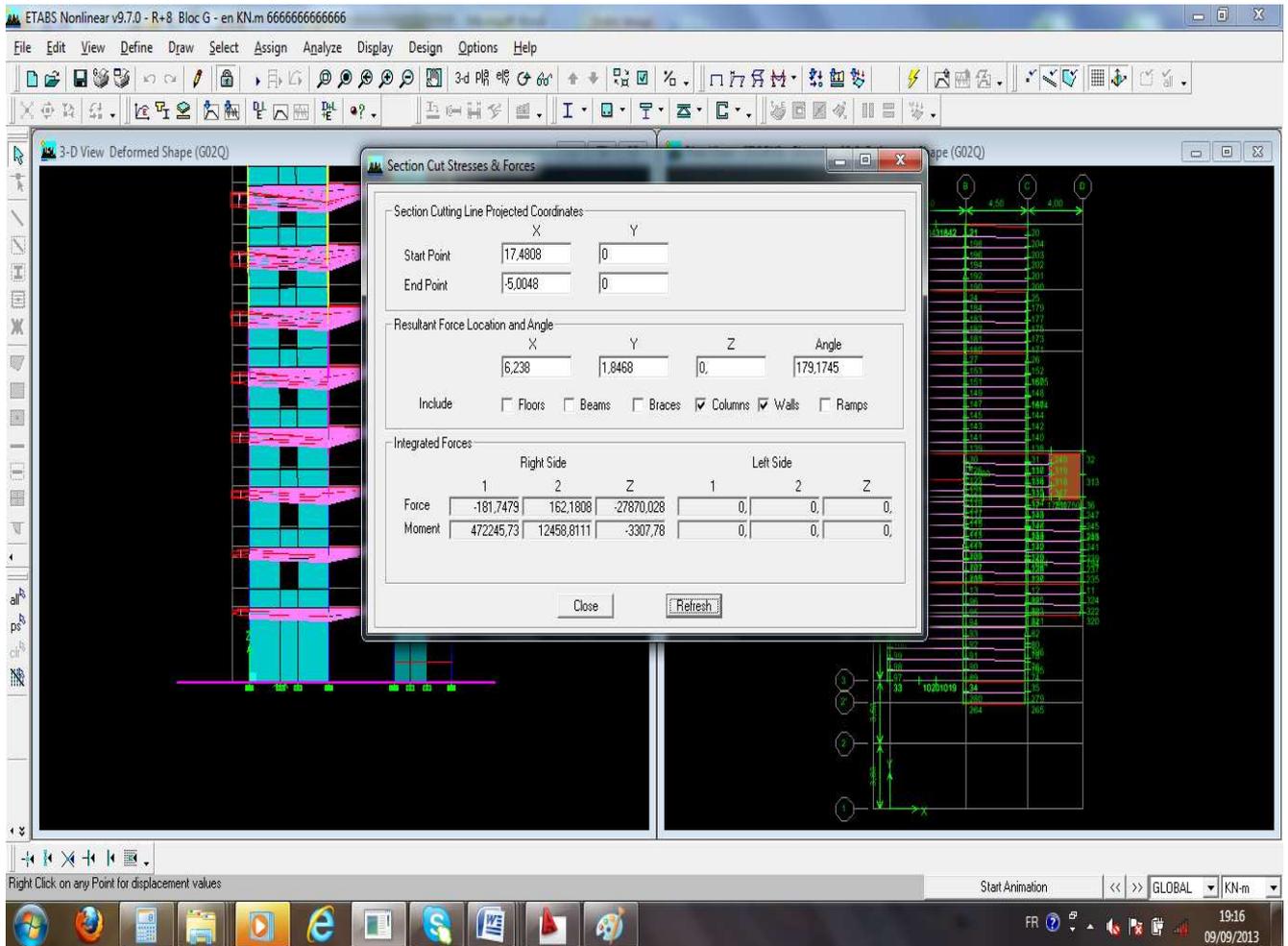


Fig. IV-5 : Affichage des résultats des efforts

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donnée la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donnée la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le chargement global repris par les voiles et les portiques.
- Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **RIGHT Side** l'axe **z** Effort verticale.
 - l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).
 - l'axe **2** Effort horizontale suivant (**YY**).
- Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

6) Efforts internes dans les éléments structuraux :**a) Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action sismique représentée par ses composantes horizontales.

b) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

c) Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI)

CHAPITRE V

Vérification des conditions du RPA

Ce chapitre consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1^{er} et le 2^{ème} mode.
- l'effort tranchant à la base.
- les déplacements.

V-1) La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

a) Bloc de gauche :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,728642	64,4217	3,6177	0	64,4217	3,6177	0
2	0,647813	3,6674	65,1402	0	68,0891	68,7579	0
3	0,457479	0,0405	0,0004	0	68,1296	68,7584	0
4	0,179355	18,1905	0,7634	0	86,3201	69,5218	0
5	0,168962	0,7504	14,2436	0	87,0705	83,7653	0
6	0,143924	0,025	2,9729	0	87,0954	86,7382	0
7	0,126375	0,4403	0,0083	0	87,5357	86,7465	0
8	0,123671	0,3191	0,0684	0	87,8548	86,8149	0
9	0,110013	0,0157	0,0963	0	87,8705	86,9113	0
10	0,086645	4,9185	0,0295	0	92,789	86,9407	0
11	0,082371	0,0099	0,0002	0	92,7989	86,9409	0
12	0,081371	0,0002	0,0001	0	92,7991	86,941	0
13	0,080632	0,0002	0	0	92,7994	86,941	0
14	0,0802	0,0494	0,0003	0	92,8487	86,9413	0
15	0,078328	0,0051	0,0065	0	92,8539	86,9478	0
16	0,078167	0,3097	2,2377	0	93,1635	89,1856	0
17	0,078112	0	0,0004	0	93,1636	89,186	0
18	0,078105	0	0,0001	0	93,1636	89,1861	0
19	0,078098	0	0,0004	0	93,1636	89,1865	0
20	0,078089	0	0	0	93,1636	89,1866	0
21	0,078077	0	0,0025	0	93,1637	89,1891	0
22	0,078066	0	0,0011	0	93,1637	89,1902	0
23	0,077798	0,8779	0,5458	0	94,0416	89,736	0
24	0,076448	0,0776	2,1562	0	94,1191	91,8922	0

Tableau V-1-a : tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel

b) Bloc de droite:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,658265	75,8875	0,0307	0	75,8875	0,0307	0
2	0,476172	0,0177	69,586	0	75,9051	69,6166	0
3	0,424463	0,1832	0,7962	0	76,0884	70,4128	0
4	0,187238	12,9254	0,0033	0	89,0138	70,4161	0
5	0,113584	0,0086	6,8382	0	89,0223	77,2543	0
6	0,108605	0,0354	11,1281	0	89,0577	88,3824	0
7	0,089929	5,1791	0,0055	0	94,2368	88,3879	0
8	0,053372	2,669	0	0	96,9058	88,3879	0
9	0,051082	0,0102	0,2459	0	96,916	88,6338	0
10	0,047421	0,0001	6,1813	0	96,9161	94,8151	0

Tableau V-1-b : tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel

Le mode fondamental de vibration est le **mode 1** avec une période correspondante :

- Bloc de gauche : $T = 0,728642 \text{ s}$
- Bloc de droite : $T = 0,658265 \text{ s}$

V-2) Vérification de l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique :
(ETABS)

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

Excentricité accidentelle :
(RPA 2003 Art 4.2.7)

$$e_x = 0,05.L_x$$

$$e_y = 0,05.L_y$$

- **Le tableau des coordonnées des deux centres et leurs écartements :**

a) **Bloc de gauche :**

niveaux	Centre de Masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0,05 L _x	0,05L _y
1	6,449	19,168	7,042	19,246	0,593	0,078	0,7225	1,2775
2	5,701	19,155	5,945	19,339	0,244	0,184		
3	5,642	19,262	5,487	19,35	0,155	0,088		
4	5,629	19,243	5,43	19,33	0,199	0,087		
5	5,629	19,243	5,556	19,301	0,073	0,058		
6	5,621	19,23	5,748	19,27	0,127	0,04		
7	5,602	19,217	5,958	19,241	0,356	0,024		
8	5,537	19,285	6,144	19,216	0,607	0,069		
9	5,813	18,916	6,284	19,197	0,471	0,281		

Tableau V-2-a : tableau représentatif de l'excentricité trouvée par logiciel.

B) **Bloc de droite:**

niveaux	Centre de Masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0,05 L _x	0,05L _y
1	5,095	11,961	4,769	12,386	0,326	-0,425	0,5225	1,2775
2	5,091	12,037	5,252	12,205	-0,161	-0,168		
3	5,097	12,052	5,431	12,096	-0,334	-0,044		
4	5,102	12,068	5,477	12,068	-0,375	0,000		
5	5,102	12,068	5,468	12,072	-0,366	-0,004		
6	5,107	12,082	5,434	12,091	-0,327	-0,009		
7	5,112	12,098	5,388	12,119	-0,276	-0,021		
8	5,112	12,098	5,342	12,148	-0,230	-0,050		
9	5,158	12,544	5,319	12,168	-0,161	0,376		

Tableau V-2-b: tableau représentatif de l'excentricité trouvée par logiciel.

❖ Comparaison des résultats trouvés :**- Sens longitudinale Lx :**▪ Bloc de gauche :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 8^{ème} niveau . $e_x=0,607m$

$$5\%L_x \geq e_x \Leftrightarrow 0.05 \times 14,45 = 0,7225 \geq 0,607 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.4}$$

▪ Bloc de droite :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 4^{ème} niveau . $e_x=-0,375m$

$$5\%L_x \geq e_x \Leftrightarrow 0.05 \times 10,45 = 0,5225 \geq 0,375 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal Ly :▪ Bloc de gauche :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 9^{ème} niveau . $e_y=0,281m$

$$5\%L_y \geq e_y \Leftrightarrow 0.05 \times 25,55 = 1,2775 \geq 0,281 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Bloc de droite :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 1^{er} niveau . $e_y=0,425m$

$$5\%L_y \geq e_y \Leftrightarrow 0.05 \times 25,55 = 1,277 \geq 0,425 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-3) Vérification de masse participante :

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode.

D'après les tableaux (**Tableau V-1-a ; Tableau V-1-b**) tableaux représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

❖ Comparaison des résultats trouvés :

Toutes les valeurs trouvées pour SumRX, SumRY sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

a) Bloc de gauche:

$$\min(\text{SumRX}; \text{SumRY}) \geq 90\% \Leftrightarrow \min(94,1191 ; 91,8922) \geq 90\%$$

$$\Leftrightarrow 91,8922 \geq 90\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Bloc de droite :

$$\min(\text{SumRX}; \text{SumRY}) \geq 90\% \Leftrightarrow \min(96,9161 ; 94,8151) \geq 90\%$$

$$\Leftrightarrow 94,8151 \geq 90\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-4) Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA Version 2003 ART 4.3.6)

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 résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces; déplacements; moments;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

Application :

a) A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : **A = 0,25**

b) R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : **R = 3,5**

c) D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur D se calcule par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **Détermination La période « T₂ » :**

T₂ période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA)

Notre projet est implanté dans un site de catégorie S3 (site meuble) => **T₂ = 0.50s.**

On a pour :

- **bloc de droite** : T₂ ≤ T ≤ 3,0s <=> 0,50s ≤ 0,658265s ≤ 3,0s
- **bloc de gauche** : T₂ ≤ T ≤ 3,0s <=> 0,50s ≤ 0,728642s ≤ 3,0s

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

- **η : Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

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

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend :ξ =10 %

D'où : ξ = 10% ⇔ η = 0,7637 > 0,7

Donc :

- **bloc de gauche** : D = 2,5 x 0,7637 (0,5 / 0,728642)^{2/3} =1,485 **D=1,485**
- **bloc de droite** : D = 2,5 x 0,7637 (0,5 / 0,658265)^{2/3} =0,910 **D=0,910**

d) Q : Facteur de qualité: d'après le tableau (**Tableau Fig. IV-2-1-e₂**) du (**chapitre IV**) ; tableaux représentatif des valeurs des pénalités P_q.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les résultats trouvés son les mêmes pour les deux blocs et dans les deux sens x et y.

- **Bloc G** : Q_x = Q_y = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0) = 1,20 **Q_x = Q_y = 1,20**
- **Bloc D** : Q_x = Q_y = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0) = 1,20 **Q_x = Q_y = 1,20**

D'où : **Q = 1.20**

e) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta=0,20$

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0.2 Q

▪ **BLOC DE GAUCHE :**

1) Calcul de V statique

$W_T = G + BQ = 28732,07 + (0,2 \times 4444,74) = 29621,02 \text{KN}$ **$W_{TG} = 29621,02 \text{KN}$**

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

$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{(0,25 \times 1,485 \times 1,20 \times 29621,02)}{3,5} = 3770,33 \text{KN}$ **$V_{XstG} = 3770,33 \text{KN}$**

2) Calcul de V dynamique :

➤ **Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec le logiciel :**

Pec	mode	$V_{x.etabs}$ (kN)	$V_{Y.etabs}$ (kN)
EX	all	5214,63	840,78
EY	all	840,78	5537,61

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : **$V_{xdy} = 5214,63 \text{ kN}$**

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : **$V_{ydy} = 5537,61 \text{ kN}$**

On doit vérifier que : **$V_{dy} > 80\% V_{st}$**

SENS X-X

$80\% V_{Xst} = 0,8 \times 3770,33 = 3016,26 \text{ KN}$

$V_{xdy} = 5214,63 \text{ KN} > 80\% V_{Xst} = 3016,26 \text{ KN}$

condition vérifiée

SENS Y-Y

$80\% V_{Yst} = 0,8 \times 3770,33 = 3016,26 \text{ KN}$

$V_{ydy} = 5537,61 \text{ KN} > 80\% V_{Yst} = 3016,26 \text{ KN}$

condition vérifiée.

▪ **BLOC DE DROITE :**

1) Calcul de V statique :

$W_T = G + BQ = 20296,96 + (0,2 \times 1312,69) = 20559,50 \text{ KN}$ $W_{TD} = 29621,02 \text{ KN}$

$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{(0,25 \times 0,910 \times 1,20 \times 20559,50)}{3,5} = 1603,64 \text{ KN}$ $V_{XstD} = 3770,33 \text{ KN}$

2) Calcul de V dynamique :

➤ **Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec le logiciel :**

pec	mode	V _{x.etabs} (kN)	V _{Y.etabs} (kN)
EX	all	2082,35	46,34
EY	all	46,34	2663,48

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : $V_{Xdy} = 2082,35 \text{ kN}$
- La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : $V_{Ydy} = 2663,48 \text{ kN}$

On doit vérifier que : $V_{dy} > 80\% V_{st}$

SENS X-X

$80\% V_{Xst} = 0,8 \times 1603,64 = 1282,91 \text{ KN}$

$V_{Xdy} = 2082,35 \text{ KN} > 80\% V_{Xst} = 1282,91 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

SENS Y-Y

$80\% V_{Yst} = 0,8 \times 1603,64 = 1282,91 \text{ KN}$

$V_{Ydy} = 2663,48 \text{ KN} > 80\% V_{Yst} = 1282,91 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

Donc Les efforts tranchant à la base sont vérifiés.

V-5) calcul des déplacements :

a) Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

b) Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

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

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

▪ **Bloc de gauche :**

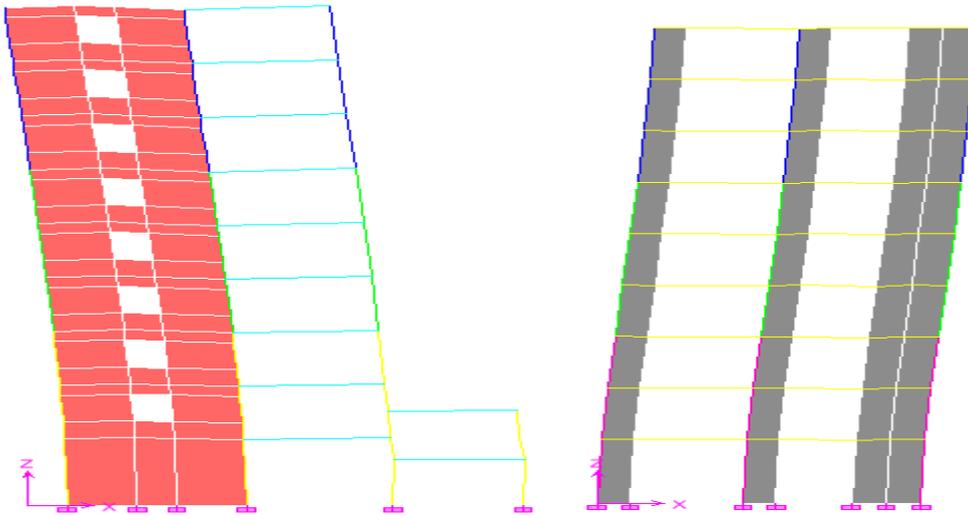
Niveaux	$\delta_k(x)$ (m)	$\delta_k(y)$ (m)	$\Delta_k(x)$ (m)	$\Delta_k(y)$ (m)	$1\%h_e$ (m)	Vérification
9	0,0300	0,0258	0,0038	0,0031	0,032	Ok
8	0,0262	0,0227	0,0040	0,0032	0,032	Ok
7	0,0222	0,0195	0,0040	0,0034	0,032	Ok
6	0,0182	0,0161	0,0040	0,0035	0,032	Ok
5	0,0142	0,0126	0,0039	0,0034	0,032	Ok
4	0,0103	0,0092	0,0035	0,0031	0,032	Ok
3	0,0068	0,0061	0,0030	0,0028	0,032	Ok
2	0,0038	0,0033	0,0024	0,0021	0,032	Ok
1	0,0014	0,0012	0,0014	0,0012	0,04	Ok

Tableaux V-5-b_G : Déplacements relatifs des portiques par niveau sous l'action Ex et Ey.

▪ **Bloc de droite :**

Niveaux	$\delta_k(x)$ (m)	$\delta_k(y)$ (m)	$\Delta_k(x)$ (m)	$\Delta_k(y)$ (m)	$1\%h_e$ (m)	Vérification
9	0,0200	0,0150	0,0017	0,0019	0,032	Ok
8	0,0193	0,0131	0,0020	0,0021	0,032	Ok
7	0,0173	0,0110	0,0023	0,002	0,032	Ok
6	0,0150	0,0090	0,0027	0,002	0,032	Ok
5	0,0123	0,0070	0,0028	0,002	0,032	Ok
4	0,0095	0,0050	0,0030	0,0017	0,032	Ok
3	0,0065	0,0033	0,0027	0,0015	0,032	Ok
2	0,0038	0,0018	0,0024	0,0012	0,032	Ok
1	0,0014	0,0006	0,0014	0,0006	0,04	Ok

Tableaux V-5-b_D : Déplacements relatifs des portiques par niveau sous l'action Ex et Ey.



Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

❖ **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante :
$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

▪ **Bloc de gauche :**

$$\delta_{max} = 0,02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{29,60}{500} = 0,06m \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Bloc de droite :**

$$\delta_{max} = 0,02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{29,60}{500} = 0,06m \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-6) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \{ \text{RPA 99/ Art 5,9} \}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

a) Bloc de gauche :

Niv	P_k (KN)	sens xx			sens yy			vérification
		$\Delta_k(x)$	$V_k(x) \cdot h_k$	Θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y) \cdot h_k$	Θ_y	
9	2489,40	0,0038	859,92	0,0110	0,0031	913,71	0,0084	Ok
8	2954,95	0,0040	910,38	0,0129	0,0032	967,33	0,0098	Ok
7	3040,21	0,0040	823,12	0,0148	0,0034	874,61	0,0118	Ok
6	3040,22	0,0040	709,59	0,0171	0,0035	753,97	0,0141	Ok
5	3103,39	0,0039	608,44	0,0198	0,0034	646,49	0,0163	Ok
4	3101,82	0,0035	492,30	0,0221	0,0031	523,09	0,0184	Ok
3	3101,81	0,0030	376,46	0,0247	0,0028	400,01	0,0217	Ok
2	3176,42	0,0024	266,89	0,0285	0,0021	283,59	0,0235	Ok
1	3624,92	0,0014	169,21	0,0299	0,0012	179,79	0,0242	Ok

Tableaux V-6-a : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

b) Bloc de droite :

Niv	P _k (KN)	sens xx			sens yy			vérification
		Δk (x)	V _k (x) x h _k	Θ _x	Δk (y)	V _k (y) x h _k	Θ _y	
9	2095,77	0,0017	393,92	0,0090	0,0019	504,34	0,0079	Ok
8	2157,24	0,0020	361,64	0,0119	0,0021	463,01	0,0098	Ok
7	2157,24	0,0023	317,80	0,0156	0,002	406,89	0,0106	Ok
6	2157,24	0,0027	273,91	0,0213	0,002	350,77	0,0123	Ok
5	2207,65	0,0028	235,51	0,0262	0,002	301,53	0,0146	Ok
4	2207,65	0,0030	190,65	0,0347	0,0017	244,09	0,0154	Ok
3	2207,65	0,0027	145,79	0,0409	0,0015	186,66	0,0177	Ok
2	2265,24	0,0024	103,57	0,0525	0,0012	132,59	0,0205	Ok
1	2290,81	0,0014	58,186	0,0551	0,0019	74,50	0,0584	Ok

Tableaux V-6-b : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V-7) Vérification de la largeur des joints sismiques : (RPA 99/version 2003 Art 5.8)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ₁ et δ₂ : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

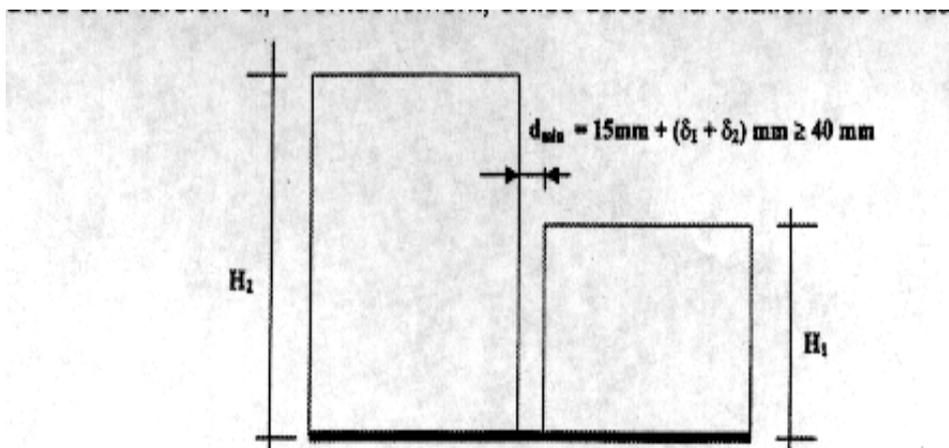


Figure. V-7 : largeur minimum du joint sismique

- Bloc de gauche : $\delta_1 = 30,00\text{mm}$

- Bloc de droite : $\delta_2 = 21,00\text{mm}$

$d_{\min} = 15\text{mm} + (30,00 + 20,00)\text{mm} = 65,0\text{mm} \geq 40\text{mm}$ **condition vérifiée.**

On prend la dimension de Joint: **d=65mm**

V-8) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

Bloc de droite :

$N_d = 1683,84\text{ KN}$

$$V = \frac{1683,83 \times 10^3}{450 \times 400 \times 25} = 0,25 \leq 0,3 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Bloc de gauche :

$N_d = 2167,79\text{ KN}$

$$V = \frac{2167,79 \times 10^3}{450 \times 400 \times 25} = 0,28 \leq 0,3 \quad \text{condition vérifiée.}$$

V-9) Etude du contreventement :

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS.

Bloc de gauche :

- Effort repris par les voiles et les portiques: $T_t=5042,1327kN$
- Effort repris par les voiles uniquement: $T_v=4740,093kN$

- Le pourcentage d'efforts repris par les voiles uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{total}} = 5042,1327 \text{ kn} \longrightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 4740,093 \text{ kn} \longrightarrow x\% \end{array} \right\} = 94,01\%$$

- Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :

$$T_{\text{portiques}} = 100 - 94,01 = 5,99\%$$

Sens X-X :

Effort horizontale repris par les portiques = 5,99%.

Effort horizontale repris par les voiles = 94,01%.

Sens Y-Y :

Effort horizontale repris par les portiques = 5,20%.

Effort horizontale repris par les voiles = 94,80%.

Sens Z-Z

Effort verticale repris par les portiques = 54,13%.

Effort verticale repris par les voiles = 45,87%.

Bloc de droite :**Sens X-X :**

Effort horizontale repris par les portiques = 8,68%.

Effort horizontale repris par les voiles = 91,32%.

Sens Y-Y :

Effort horizontale repris par les portiques = 7,55%.

Effort horizontale repris par les voiles = 92,45%.

Sens Z-Z

Effort verticale repris par les portiques = 59,92%.

Effort verticale repris par les voiles = 40,08%.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

CHAPITRE VI

Fichier résultats

Dans ce chapitre, on procède à une exploitation des résultats des éléments structuraux après avoir lancé l'analyse.

Les efforts internes pour les éléments structuraux : **M en (KN.m) et V en (KN)**

- Poutres principales
- Poutres secondaires
- poteaux
- Voiles

VI-1) Poutres principales :

VI-1-1) Les poutres principales de section (30x55) cm²

a) Bloc de gauche :

- **En travée :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	140,438	101,831	106,759	104,191	70,574	68,013
2	121,605	88,195	95,126	95,085	63,933	64,995
3	122,194	88,622	97,796	97,45	66,458	67,144
4	122,529	88,869	100,132	98,733	68,728	68,222
5	120,038	87,06	99,131	98,237	68,354	70,391
6	121,435	88,075	101,459	99,321	70,342	70,27
7	123,607	89,746	104,216	100,787	72,568	70,11
8	124,654	90,611	102,934	99,977	71,577	70,144
9	127,759	93,295	102,817	99,207	75,999	72,458

Tableau VI-1-1-a₁ : Les moments fléchissant dans les poutres principales en travées

- **Aux appuis :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-201,756	-116,294	-125,148	-107,492	-103,173	-125,016
2	-128,995	-129,805	-133,339	-139,84	-97,815	-130,316
3	-129,661	-123,035	-139,533	-137,532	-96,081	-134,079
4	-126,883	-121,018	-139,027	-134,559	-96,114	-131,646
5	-122,186	-117,605	-137,195	-135,913	-95,441	-134,159
6	-118,072	-114,61	-133,197	-124,798	-92,415	-124,017
7	-117,724	-114,344	-131,398	-113,979	-90,617	-113,198
8	-105,348	-102,621	-109,729	-102,831	-89,555	-102,656
9	-99,523	-100,351	-100,451	-100,168	-85,515	-95,232

Tableau VI-1-1-a₂ : Les moments fléchissant dans les poutres principales en appuis

b) Bloc de droite :

➤ En travée :

Niv	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	106,065	77,488	79,75	79,326	56,485	56,303
2	99,413	72,625	75,579	75,395	53,75	67,507
3	101,32	74,001	77,396	77,562	55,032	84,538
4	103,111	75,292	78,983	80,049	56,101	92,302
5	101,399	74,043	77,559	87,595	55,063	100,671
6	103,964	75,9	79,344	85,026	56,172	97,397
7	107,487	78,458	81,779	82,625	57,72	88,936
8	105,588	77,056	79,971	80,789	56,232	86,316
9	139,073	101,488	104,042	105,788	72,738	74,483

Tableau VI-1-1-b₁ : Les moments fléchissant dans les poutres principales en

➤ Aux appuis :

Niv	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-144,554	-105,798	-108,549	-120,672	-78,182	-90,305
2	-138,301	-101,154	-105,255	-128,677	-75,729	-115,664
3	-132,265	-96,773	-101,04	-146,682	-73,036	-134,296
4	-129,544	-94,819	-98,904	-161,096	-71,739	-147,575
5	-126,922	-92,897	-96,717	-172,047	-70,083	-158,179
6	-122,539	-89,733	-92,941	-172,774	-67,531	-158,152
7	-121,072	-88,703	-91,288	-171,117	-66,492	-155,253
8	-118,333	-86,724	-88,885	-171,79	-64,842	-155,349
9	-165,306	-120,612	-121,636	-153,994	-84,283	-140,542

Tableau VI-1-1-b₂ : Les moments fléchissant dans les poutres principales en

VI-1-2) Les poutres principales de section : (30x45) cm²:

a) Bloc de gauche :

➤ **En travée :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	69,09	50,065	50,845	107,017	49,954	110,367
2	71,36	51,706	70,57	130,039	69,74	130,761
3	70,264	50,91	84,759	125,77	83,484	133,263
4	69,84	50,601	93,637	118,419	92,498	147,608
5	68,797	49,844	98,235	99,936	97,149	102,247
6	68,874	49,898	99,403	152,323	98,047	153,275
7	69,259	50,176	97,312	148,42	95,94	154,04
8	68,156	49,371	92,457	149,284	91,047	151,182
9	68,031	49,626	92,457	117,368	75,149	119,157

Tableau VI-1-2-a₁ : Les moments fléchissant dans les poutres principales en travées

➤ **Aux appuis :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-102,762	-96,222	-99,892	-104,971	-69,197	-102,549
2	-117,99	-85,551	-111,849	-125,184	-110,831	-119,08
3	-121,982	-88,455	-135,651	-146,504	-139,366	-139,012
4	-130,17	-94,641	-131,567	-150,000	-149,817	-129,385
5	-158,451	-115,221	-201,266	-156,209	-162,744	-337,898
6	-169,929	-123,588	-203,729	-160,020	-152,559	-131,068
7	-141,539	-132,077	-101,291	-158,230	-157,623	-114,471
8	-137,981	-144,104	-106,971	-152,360	-150,799	-132,872
9	-137,835	-129,364	-106,971	-140,560	-139,689	-172,329

Tableau VI-1-2-a₂ : Les moments fléchissant dans les poutres principales aux appuis

b) **Bloc de droite :**

➤ **En travée :**

Niv	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	16,656	12,254	99,625	19,644	157,342	17,361
2	20,058	14,661	110,467	30,193	206,122	25,849
3	28,313	20,71	134,016	38,223	227,979	32,187
4	33,876	24,784	135,501	43,04	228,316	32,187
5	39,059	28,587	121,67	46,898	213,46	38,689
6	43,223	31,641	100,237	49,761	191,203	40,728
7	44,331	32,46	140,228	50,186	162,016	40,974
8	47,96	35,128	136,969	52,613	137,08	42,724
9	40,788	29,893	113,06	45,979	104,776	37,695

Tableau VI-1-2-b₁: Les moments fléchissant dans les poutres principales en travées

➤ **Aux appuis :**

Niv	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-36,883	-26,888	-103,474	-27,359	-99,317	-21,136
2	-36,555	-26,646	-116,698	-36,151	-110,441	-29,895
3	-36,543	-26,636	-139,839	-43,795	-131,972	-35,928
4	-42,088	-30,766	-138,831	-48,933	-132,724	-39,827
5	-47,215	-34,527	-128,202	-52,748	-118,078	-42,624
6	-51,037	-37,331	-106,397	-55,359	-105,517	-44,479
7	-52,782	-38,617	-118,264	-56,244	-107,076	-45,056
8	-57,353	-41,967	-132,376	-57,989	-130,716	-46,329
9	-49,675	-36,392	-122,957	-52,532	-112,766	-42,342

Tableau VI-1-2-b: Les moments fléchissant dans les poutres principales en appuis

VI-2) Poutres secondaires :

VI-2-1) Les poutres secondaires de section : (30x40) cm²

a) Bloc de gauche :

➤ **En travée :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	34,991	25,446	108,903	40,571	107,430	39,098
2	33,572	24,418	134,866	58,459	112,094	55,687
3	34,283	24,935	137,097	68,394	133,076	64,373
4	35,938	26,138	126,388	70,174	111,699	65,484
5	36,085	26,245	132,428	71,282	116,888	65,742
6	38,479	27,918	127,402	67,858	101,224	61,679
7	40,270	29,225	139,060	60,787	129,648	54,375
8	45,927	33,350	138,996	55,064	138,172	48,240
9	39,591	28,936	137,870	47,969	132,410	42,509

Tableau VI-2-1-a₁: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en

➤ **Aux appuis :**

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-45,998	-33,43	-100,731	-34,282	-102,21	-33,872
2	-44,744	-32,522	-129,224	-42,817	-132,00	-45,589
3	-44,634	-32,441	-123,985	-45,782	-128,01	-49,304
4	-46,378	-33,693	-119,506	-53,085	-134,20	-47,982
5	-54,581	-39,651	-130,55	-59,967	-136,09	-49,825
6	-57,341	-41,66	-125,63	-61,27	-140,81	-50,437
7	-59,959	-43,569	-128,9	-61,646	-135,31	-47,182
8	-63,629	-46,25	-122,057	-63,479	-122,07	-48,388
9	-64,244	-46,715	-107,06	-58,275	-112,52	-52,592

Tableau VI-2-1-a₂: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en

b) Bloc de droite :

➤ En travée:

Niveau	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	36,53	27,13	27,175	44,575	22,245	48,58
2	36,526	27,117	27,184	65,848	23,821	72,911
3	35,879	26,657	30,606	75,752	27,096	84,558
4	35,472	26,373	31,9	74,763	27,575	85,663
5	35,111	26,108	39,827	73,375	32,994	86,199
6	34,994	26,037	33,421	65,534	27,272	79,214
7	35,087	26,12	26,489	53,219	22,201	67,777
8	34,195	25,481	31,317	54,262	24,08	61,024
9	73,429	53,549	53,919	54,378	37,138	47,902

Tableau VI-2-1-b₁: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en travées

➤ Aux appuis :

Niveau	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-78,22	-57,71	-58,157	-72,78	-44,956	-68,771
2	-66,186	-48,936	-65,543	-116,09	-54,972	-105,52
3	-69,928	-51,345	-80,111	-129,287	-66,579	-125,755
4	-87,441	-64,204	-91,593	-130,509	-74,665	-129,581
5	-106,748	-78,376	-103,578	-131,429	-82,891	-110,742
6	-115,267	-84,626	-105,916	-133,495	-83,54	-123,119
7	-123,896	-90,958	-107,519	-135,823	-83,444	-135,749
8	-137,721	-101,098	-114,771	-134,405	-87,948	-127,583
9	-135,855	-99,188	-99,881	-136,71	-75,705	-116,264

Tableau VI-2-1-b₁: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en

VI-3) Les poteaux:

a) Bloc de gauche :

NIVEAU	Efforts	G+Q±E				0,8G±E			
		EX=EY	EX=EY	EX=EY	EX=EY	EX=EY	EX=EY	EX=EY	EX=EY
RDC,1,2	Nmax-Mcor	-45,70	-15,46	-33,3	-11,23	1998,95	19,75	2090,23	14,11
	Nmin-Mcor	-2100,07	15,22	-2067,79	11,04	-2031,78	-30,58	-2037,31	-30,24
P(45x40)	Ncor	-997,03	82,48	-726,41	59,95	101,42	118,86	160,04	116,25
	Mmax								
3;4;5	Nmax-Mcor	-70,35	-4,41	-51,54	-3,21	886,74	11,85	934,33	11,90
	Nmin-Mcor	-1603,70	25,25	-1362,53	18,36	-1482,75	-36,93	-1182,48	-41,11
P(35x40)	Ncor	-524,01	76,61	-381,97	55,70	18,21	112,46	47,24	108,68
	Mmax								
6;7;8	Nmax-Mcor	-6,40	10,29	-4,87	7,47	196,12	6,91	210,13	6,66
	Nmin-Mcor	-935,85	18,53	-681,99	13,50	-733,4	-39,39	-516,15	-34,74
P(30x35)	Ncor	-131,64	63,40	-96,64	46,19	-50,99	58,82	9,79	72,37
	Mmax								

Tableau VI-3-a: Les efforts internes dans les poteaux du bloc de gauche

						EX		EY		EX		EY	
RDC,1,2	Nmax-Mcor	-214,65	0,63	-158,59	0,46	233,32	6,54	500,27	7,60	287,35	6,51	562,92	6,08
	Nmin-Mcor	-2296,40	-14,14	1683,84	-10,25	-1755,53	-35,57	-1709,53	-22,30	1295,18	-35,30	-1249,18	-18,61
P(40x45)	Mmax - Ncor	-938,26	64,27	-690,09	47,25	-508,35	59,50	-390,01	96,36	-334,92	47,46	-216,58	84,32
3,4,5	Nmax-Mcor	-102,70	0,21	-75,75	0,15	-46,83	14,24	98,39	-7,45	-4,42	12,12	134,97	-4,42
	Nmin-Mcor	-1482,00	30,02	1086,30	-21,70	-1129,22	-54,18	1104,51	-44,48	-847,88	-20,30	-804,56	-36,24
P(35x40)	Mmax - Ncor	-531,14	74,09	-390,41	54,43	63,83	-316,8	-244,48	101,66	-216,90	49,69	-144,59	87,53
6,7,8	Nmax-Mcor	-8,09		-6,00	-0,33	23,84	0,15	11,12	13,01	24,99	0,24	18,97	10,56
	Nmin-Mcor	-773,08	-23,21	566,12	-16,77	-580,57	-39,19	-574,17	429,82	-429,82	-12,34	-413,92	-28,32
P(30x35)	Mmax - Ncor	67,71	179,77	47,25	-131,82	-121,11	54,21	-104,97	79,67	85,06	41,03	-68,92	66,49

b) Bloc de droite :

VI-4) Les voiles :

VI-4-1) Voiles longitudinaux :

Bloc G : Voiles VL1, VL2 et VL3

Bloc D : Voiles VL3 et VL6

Etages	Contraintes [KN/m ²] et efforts [KN]	Valeurs calculées
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+12518,81
	σ_{\min} (S ₂₂)	4258,95
	T (V ₂)	+2122,73
	Ns (P)	-2876,00
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+9655,98
	σ_{\min} (S ₂₂)	+3858,13
	T (V ₂)	+1760,75
	Ns (P)	-256,36
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+9116,68
	σ_{\min} (S ₂₂)	+3559,69
	T (V ₂)	+985,18
	Ns (P)	-47,55

Bloc D : Voiles VL1, VL2, VL4 et VL5

Etages	Contraintes [KN/m ²] et efforts [KN]	Valeurs calculées
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+3492,83
	σ_{\min} (S ₂₂)	+2946,45
	T (V ₂)	+201,35
	Ns (P)	-183,84
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+1268,36
	σ_{\min} (S ₂₂)	+830,59
	T (V ₂)	+200,91
	Ns (P)	-108,84
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+4579,37
	σ_{\min} (S ₂₂)	+2768,11
	T (V ₂)	+164,41
	Ns (P)	-19,30

Tableau VI-4-1 : Les contraintes et les efforts internes dans les voiles longitudinaux

VI-4-2) Voiles transversaux :

Bloc G: Voiles VT1, VT2 et VT6

Bloc D: Voiles VT1 et VT4

Etages	Contraintes [KN/m ²] et efforts [KN]	Valeurs calculées
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+9701,66
	σ_{\min} (S ₂₂)	+9701,76
	T (V ₂)	+1025,66
	Ns (P)	-1074,70
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+5834,99
	σ_{\min} (S ₂₂)	2294,97
	T (V ₂)	+840,38
	Ns (P)	-589,52
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+7040,88
	σ_{\min} (S ₂₂)	+5997,37
	T (V ₂)	+489,06
	Ns (P)	-105,03

Bloc G: Voiles VT3, VT4, VT5, VT7 et VT8

Bloc D: Voiles VT2 et VT3 et VT5

Etages	Contraintes [KN/m ²] et efforts [KN]	Valeurs calculées
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+8329,69
	σ_{\min} (S ₂₂)	+4789,07
	T (V ₂)	+693,03
	Ns (P)	-891,72
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+6038,96
	σ_{\min} (S ₂₂)	+4661,42
	T (V ₂)	+654,89
	Ns (P)	-484,93
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	σ_{\max} (S ₂₂)	+8608,34
	σ_{\min} (S ₂₂)	+6555,97
	T (V ₂)	+526,08
	Ns (P)	-94,92

Tableau VI-4-1 :Les contraintes et les efforts internes dans les voiles transversaux

CHAPITRE VII

Ferraillage des éléments structuraux

Partie 1

Ferrailage des poteaux

I- POTEAUX :**VII-I-1 INTRODUCTION**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivants :

Selon le BAEL 91

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS.

Selon le RPA99 ver2003 (art 5.2),

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII-I-2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1) Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique III est limité par:
 - **0,9% de la section de béton en zone III** $\Rightarrow A_{min}=0,009(b \times h)$.
 - RDC ; 1^{ère} et 2^{ème} étage : $(40 \times 45) \Rightarrow A_{min} = 0,009 (40 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2$.
 - Etages (3 ; 4 ; 5) : $(35 \times 40) \Rightarrow A_{min} = 0,009 (35 \times 40) = 12,60 \text{ cm}^2$.
 - Etages (6 ; 7 ; 8) : $(30 \times 35) \Rightarrow A_{min} = 0,009 (30 \times 35) = 9,45 \text{ cm}^2$.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - **4% de la section de béton en zone courante** $A_{max} = (0,04 \times b \times h)$.
 - RDC ; 1^{ère} et 2^{ème} étage : $(40 \times 45) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (40 \times 45) = 72,00 \text{ cm}^2$.
 - Etages (3 ; 4 ; 5) : $(35 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (35 \times 40) = 56,00 \text{ cm}^2$.
 - Etages (6 ; 7 ; 8) : $(30 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (30 \times 35) = 42,00 \text{ cm}^2$
 - **6% de la section de béton en zone de recouvrement** $A_{max} = (0,06 \times b \times h)$.
 - RDC ; 1^{ère} et 2^{ème} étages : $(40 \times 45) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (40 \times 45) = 108,00 \text{ cm}^2$.
 - Etages (3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème}) : $(35 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (35 \times 40) = 84,00 \text{ cm}^2$.
 - Etages (6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème}) : $(30 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (30 \times 35) = 63,00 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: **50 φ**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **20 cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

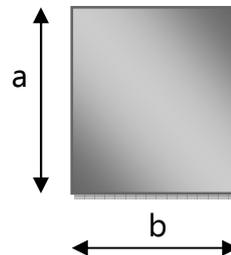
λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0,7 \times h_0$



• **2-1) La quantité d'armatures transversales :**

-La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.

• **2.2 Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3}$$

• **2.3 L'espacement maximum entre les armatures transversales :**

• **dans la zone nodale :**

$S_t \leq 10$ cm. en zone III

• **dans la zone courante :**

$S'_t \leq \min (b/2, a/2, 10 \Phi_1)$ en zone III

Où : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **2.4 la longueur de recouvrement:**

$$L = 50\Phi_1$$

• **2.5 la longueur de la zone nodale pour les deux blocs :**

$$h' = \max(he/6 ; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

he: hauteur libre d'un niveau.

b1: la largeur de la section de poteau.

h1: la hauteur de la section de poteau.

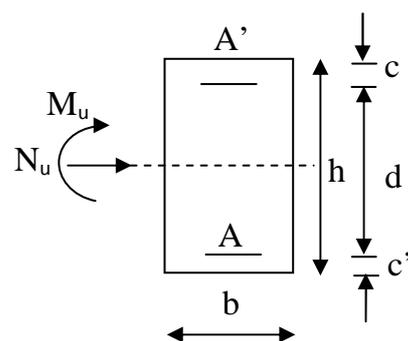
VII-I-3- Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

-trois cas peuvent se présenter :



a) Section Partiellement Comprimée (SPC) :

Calcul du centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

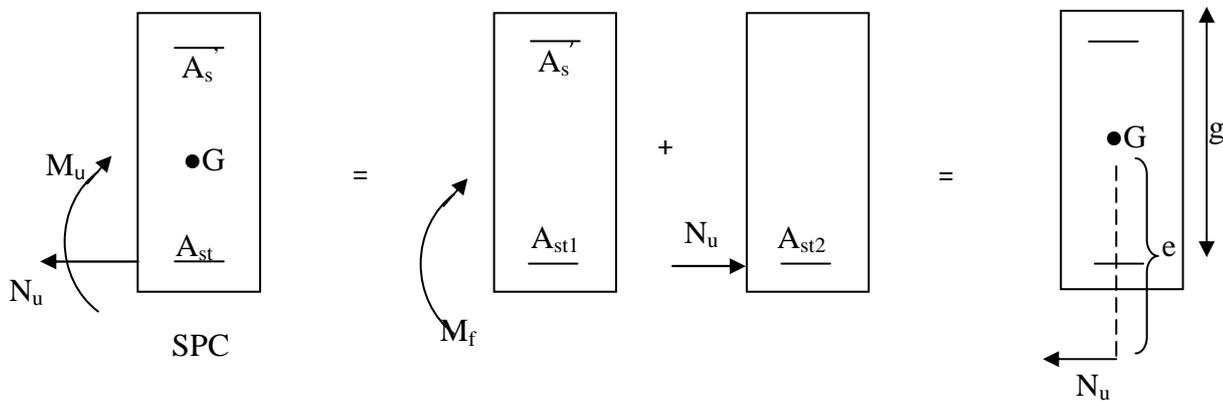
Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$ alors la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$\bullet N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Mf : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$\text{Avec: } M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec: } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma}$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

si $A_s < 0$, on prend alors la section minimale imposée par la règle de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ \longrightarrow La section est doublement armée (SDA).

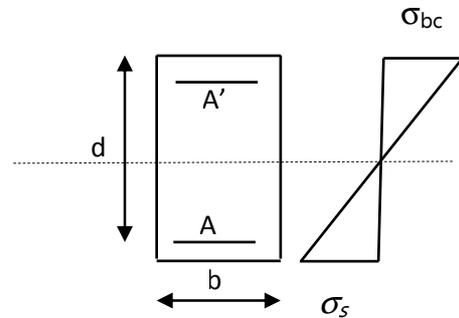
On calcul:

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



La section réelle d'armature est $A'_s = A'$ $A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

a) Section Entièrement Comprimée (SEC) :

Calcul du centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

Si $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$ alors la section est entièrement comprimée.

Donc il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$\bullet N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

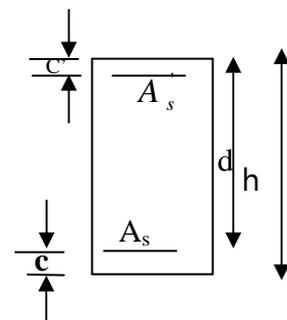
Deux cas peuvent se présenter :

$$1) N_u (d - c') - M_f \leq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow SSA$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec} \quad \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$



$$2) \text{ Si } N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow SDA$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque: Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec:

B: Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

b) Section entièrement tendu (S.E.T) :

b-1 Domaine D'application :

A l'ELU comme à l'ELS. La section est entièrement tendue si :

- N est une traction ($N < 0$)
- C Tombe entre les armatures

b-2 calcul des armatures :

à partir de BAEL 91 (en Flexion composée)

$$A_1 = \frac{N \cdot e_{A2}}{\sigma_{s1} (e_{A1} + e_{A2})} ; A_2 = \frac{N \cdot e_{A1}}{\sigma_{s2} (e_{A1} + e_{A2})}$$

Avec :

A₁ : l'armature comprimée.

A₂ : Armature tendue.

e_{A1} : entre le centre de pression et les armatures comprimées

e_{A2} : entre le centre de pression et les armatures tendues

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_e$$

VII-I-4 Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

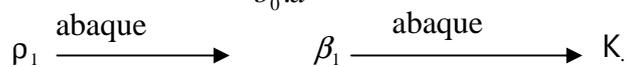
a) **contrainte limite du béton : [BAEL 91Mod99 Art :A.4.5.2]**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u}$$

(A_u : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_u}{b_0 \cdot d} .$$



b) **contrainte limite dans l'acier :BAEL91 mod 99**

fissuration préjudiciable:

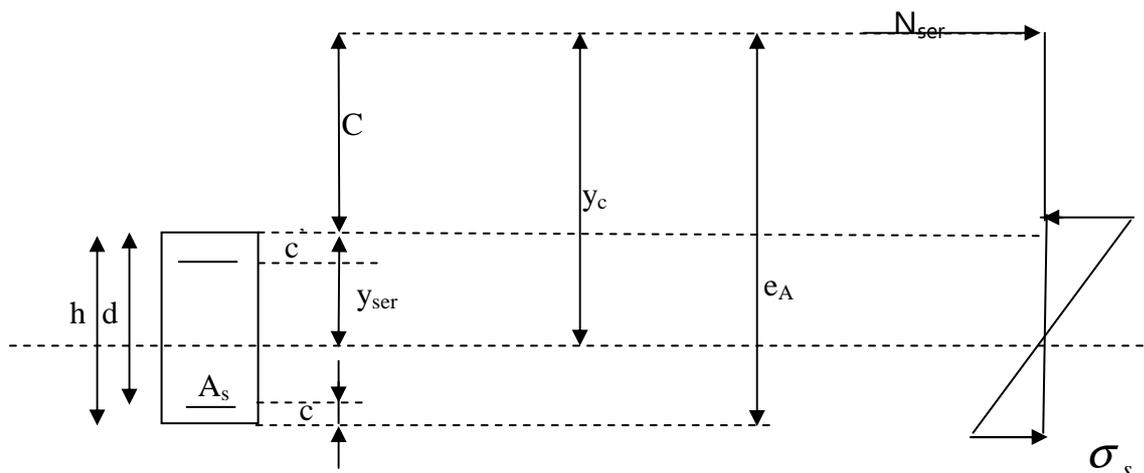
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

η : coefficient de fissuration

Avec : $\eta = 1,6$ pour (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

➤ On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}$

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression.

Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance entre le centre de pression à la fibre la plus comprimée.

$$C = e_A - d = (h/2) - e$$

quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} < 0 \quad ; \quad C < 0 \text{ si } e_A > d$$

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \quad ; \quad C > 0 \text{ si } e_A > d$$

$$\text{On pose } y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad 0 \leq y_{ser} \leq d$$

$$\text{tq : } e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-d')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-d')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 \longrightarrow \text{alors il faut de calculer } u = \sqrt[3]{0,5(\sqrt{\Delta} - q)} \quad ; \quad y = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul } \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \quad ; \quad a = \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad 2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad 3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) \quad ;$$

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2 \right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{y_{ser} N_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section Entièrement Comprimée :**

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-La position du centre de gravité résistante.

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

-Le moment d'inerties de la section totale homogène.

$$I = \frac{bh^3}{3} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 - A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \left(\frac{N_s}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Avec : N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

La section est effectivement entièrement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section partiellement comprimée (paragraphe précédent).

VII-I-5) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

VII-I-6) Ferrailage des poteaux à l'état l'ELU :

1. Les armatures longitudinales :

Remarque : on prend le moment max entre M^{XX} et M^{YY} .

- $N_{\text{max}} \longrightarrow \max (M^{XX}_{\text{cor}} \text{ et } M^{YY}_{\text{cor}})$
- $N_{\text{min}} \longrightarrow \max (M^{XX}_{\text{cor}} \text{ et } M^{YY}_{\text{cor}})$
- $M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$

Le ferrailage sera le même dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivant :

LES TABLEAUX DE FERRAILLAGES

BLOC DE DROITE :

Niv		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b x h (cm2)	Obs	A _s	A' _s	A' _{s min}	A _s ^{max}	A _{min} du RPA	A _{adopt}	Choix des barres
						(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ème}	Pmax-Mcor	562,92	6,08	40x45	SET	7,64	0,20	8,23	8,23	16,02	16,08	8HA16
	Pmin-Mcor	-2296,4	-14,14		SPC	-34,43	-100,42	15,21	15,21			
	Mmax- Pcor	-938,26	64,27		SPC	-8,87	-35,84	15,21	15,21			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	Pmax-Mcor	134,97	-4,42	35x40	SET	2,27	-0,09	5,32	5,32	12,6	14,20	4HA16 + 4HA14
	Pmin-Mcor	-1482	30,02		SPC	-22,74	-65,33	13,40	-22,74			
	Mmax- Pcor	-531,14	74,09		SPC	-2,06	-17,32	13,40	13,40			
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	Pmax-Mcor	24,99	0,24	30x35	SET	0,34	0,01	4,30	4,30	9,45	10,68	4HA14 + 4HA12
	Pmin-Mcor	-773,08	-23,21		SPC	-13,74	-35,96	11,59	11,59			
	Mmax- Pcor	-121,11	54,21		SPC	2,14	-1,34	11,59	11,59			

BLOC DE GAUCHE :

Niv		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section bxh (cm ²)	Obs	A _s	A' _s	A' _{s min}	A _s ^{max}	A _{min} duRPA	A _{adopt}	Choix des barres
						(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	
RDC, 1 ^{er} 2 ^{eme}	Pmax-Mcor	2090,23	14,11	40x45	SET	28,99	0,43	8,23	8,23	16,02	16,08	8HA16
	Pmin-Mcor	-2100,07	15,22		SPC	-29,39	-89,73	15,21	15,21			
	Mmax- Pcor	-997,03	82,48		SPC	-8,34	-36,99	15,21	15,21			
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Pmax-Mcor	934,33	11,9	35x40	SET	12,55	0,39	8,32	12,55	12,6	14 ,20	4HA16 + 4HA14
	Pmin-Mcor	-1603,7	25,25		SPC	-26,47	-72,55	13,40	13,40			
	Mmax- Pcor	-524,01	76,61		SPC	-1,78	-16,84	13,40	13,40			
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	Pmax-Mcor	210,13	6,66	30x35	SET	2,53	0,27	7,25	7,25	9,45	10,68	4HA14 + 4HA12
	Pmin-Mcor	-935,85	18,53		SPC	-12,81	-39,70	11,59	11,59			
	Mmax- Pcor	-131,64	63,4		SPC	2,65	-1,13	11,59	11,59			

VII-I.4) Vérification à ELS : Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

BLOC DE DROITE

Niveaux		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A _s (cm ²)	e _s (mm)	h/6 (mm)	Nature	s _b ^{sup} (MPa)	s _b ^{inf} (MPa)	s _{bc} (MPa)	Obs.
RDC, 1 ^{er} 2 ^{eme}	Pmax-Mcor	-158,59	0,46	16,08	-2,913	75,00	SET	1,2	0,6	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-1683,84	-10,25		6,087		SET	10,0	9,9		vérifiée
	Mmax- Pcor	-690,09	47,25		-68,466		SET	3,9	3,8		vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Pmax-Mcor	-75,75	0,15	14 ,20	-1,967	6,67	SET	0,7	0,3	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-1086,30	-21,70		19,972		SET	8,2	6,8		vérifiée
	Mmax- Pcor	-390,41	54,43		-139,418		SPC	0,8	3,7		vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	Pmax-Mcor	-6,00	-0,33	10,68	55,500	5,83	SET	0,1	0,00	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-566,12	-16,77		29,616		SET	4,0	3,1		vérifiée
	Mmax- Pcor	47,25	-131,82		-2789,95		SPC	2,56	2,44		vérifiée

BLOC DE GAUCHE

Niveaux		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A_s (cm^2)	e_s (mm)	h/6 mm	Nature	s_b^{sup} (MPa)	s_b^{inf} (MPa)	s_{bc} (MPa)	Obs.
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Pmax-Mcor	-33,3	-11,23	16,08	337,33	75	SET	1,0	0,4	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-2167,79	11,04		-5,09		SET	12,8	12,8		vérifiée
	Mmax- Pcor	-726,41	59,95		-82,53		SET	5,4	3,4		vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Pmax-Mcor	-51,54	-3,21	14 ,20	62,2	66,67	SET	0,8	0,1	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-1362,53	18,36		-13,47		SET	10,3	8,5		vérifiée
	Mmax- Pcor	-381,97	55,7		-145,83		SPC	5,9	0,5		vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	Pmax-Mcor	-4,87	7,47	10,68	-1533,26	5,83	SET	0,15	1,4	15	vérifiée
	Pmin-Mcor	-681,99	13,5		-19,8		SET	4,8	3,8		vérifiée
	Mmax- Pcor	-96,64	46,19		-477,96		SPC	9,8	8,1		vérifiée

VII-I.5) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

BLOC DE DROITE :

Niv	a x b (cm ²)	N (KN)	M(KN.m)	e (cm)	d (cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	OBS
RDC,1er; 2eme	40X45	-158,59	0,46	-0,29	42	40	4,88	16.08	Vérifiée
		-1683,84	-10,25	0,61	42	40	5,24	16.08	Vérifiée
		-690,09	47,25	-6,85	42	40	3,60	16.08	Vérifiée
3eme;4eme; 5eme	35X40	-75,75	0,15	-0,20	37	35	3,78	16.08	Vérifiée
		-1086,30	-21,70	2,00	37	35	4,79	16.08	Vérifiée
		-390,41	54,43	-13,94	37	35	2,32	16.08	Vérifiée
6eme;7eme; 8eme	30X35	-6,00	-0,33	5,55	32	30	2,03	16.08	Vérifiée
		-566,12	-16,77	2,96	32	30	4,54	16,08	Vérifiée
		47,25	-131,82	-279,00	32	30	1,19	16,08	Vérifiée

BLOC DE GAUCHE :

Niv	a x b (cm ²)	N (KN)	M(KN.m)	e (cm)	d (cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _S (cm ²)	OBS
RDC, 1er; 2eme	40X45	-33,30	-11,23	33,73	42	40	1,14	16.08	Vérifiée
		-2167,79	11,04	-0,51	42	40	4,81	16.08	Vérifiée
		-726,41	59,95	-8,25	42	40	3,46	16.08	Vérifiée
3eme; 4eme; 5eme	35X40	-51,54	-3,21	6,22	37	35	2,76	16.08	Vérifiée
		-1362,53	18,36	-1,35	37	35	3,47	16.08	Vérifiée
		-381,97	55,70	-14,58	37	35	2,29	16.08	Vérifiée
6eme; 7eme; 8eme	30X35	-4,87	7,47	-153,33	32	30	1,09	16.08	Vérifiée
		-681,99	13,50	-1,98	32	30	2,43	16.08	Vérifiée
		-96,64	46,19	-47,80	32	30	1,35	16.08	Vérifiée

VII-I-2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

2-1 Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \text{ donc on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S'_t = \min\left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}, 10\phi_l\right) = 15 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$$

2-2 Vérification de la quantité d'armatures :

En zone nodale :

- Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 40 = 0,84 \text{ cm}^2$

- Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 35 = 0,735 \text{ cm}^2$

- Poteau de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$

En zone courante :

- Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S'_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2$

- Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S'_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2$

- Poteau de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S'_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-3 Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$

2-4 la longueur de recouvrement pour les deux blocs :

$$L=50\phi_1=50*1,6=80\text{cm.}$$

2 -5 la longueur de la zone nodale pour les deux blocs :

$$h' = \max(he/6 ; b1; h1; 60\text{cm})$$

Poteau(40x45)

$$\text{RDC : } h' = \max(360/6; 45; 40; 60) = 60\text{cm}$$

$$\text{NIV 1et 2 : } h' = \max(280/6 ; 45 ; 40 ; 60) = 60\text{cm}$$

Poteau(35x40)

$$\text{NIV3 ;4 et5 : } h' = \max(280/6 ; 40 ; 35 ; 60) = 60\text{cm}$$

Poteau(30x35)

$$\text{NIV6 ;7 et8 : } h' = \max(280/6 ; 35 ; 30 ; 60) = 60\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :**Calcul de l'élanement :**

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ tq : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{b}$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h_0 : hauteur libre du poteau.

$h_0=400 \text{ cm}$ pour les Poteaux RDC.

$h_0=320 \text{ cm}$ pour les Poteaux des étages courants.

• Poteaux (40×45): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 320 = 19,38$ (On prend le cas le plus défavorable pour la hauteur h_0)

• Poteaux (35×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 320 = 22,17$.

• Poteaux (30×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 320 = 25,86$.

On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2,5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : est l'espacement des armatures transversales.

BLOC DE DROITE

L'effort tranchant max :

$$\blacksquare \quad V_u = 48 \text{ KN} \Rightarrow A = \frac{2,5 \times 48 \times 10^3 \times 15}{35 \times 400 \times 10^2} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{48 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} > \tau_b = 0,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

BLOC DE GAUCHE

L'effort tranchant max :

$$\blacksquare \quad V_u = 39,53 \text{ KN} \Rightarrow A = \frac{2,5 \times 39,53 \times 10^3 \times 15}{35 \times 400 \times 10^2} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{39,53 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,418 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} > \tau_b = 0,418 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre HA8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux de deux bloc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

Partie 2

Ferrailage des poutres

V-II) POUTRES :**VII-1) Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL

- a) $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU
- b) $G + Q$: à L'ELS

Selon le RPA 99 version 2003

- c) $G + Q \pm E$
- d) $0.8G \pm E$

VII-2) Recommandations du RPA99 Modifié 2003 et du BAEL91modifié 99 :**1) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

- Poutre principales (30x45) : $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{cm}^2$.
- Poutre principales (30x55) : $A_{\min} = 0,005 \times 55 \times 30 = 8,25 \text{cm}^2$.
- Poutre secondaire (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante.

-6% en zone de recouvrement.

Poutres principales:

Poutres (30x45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres (30x55) : $A_{\max} = 0,04 \times 55 \times 30 = 66 \text{cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 30 = 99 \text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires:

Poutres (30x40): $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en **zone III**.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b$$

- **L'espacement maximum entre les armatures transversales :**

$$S'_t \leq h/2 \text{ En zone courante.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing; 30\text{cm}\right) \text{ En zone nodale.}$$

- **Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

Avec : Φ_l Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **la longueur de recouvrement:**

$$L = 50\varnothing_l$$

- **la longueur de la zone nodale pour les deux blocs :**

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

he: hauteur libre d'un niveau.

b1 :la largeur de la section de poteau.

h1 :la hauteur de la section de poteau.

3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

M_u : Moment supporté par la section.

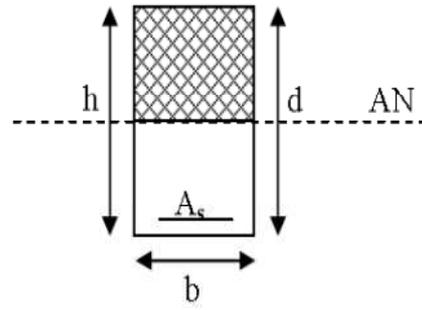
$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Situations	γ_b	γ_s	f_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situations durable	1,5	1,15	14,20	25	348
Situations accidentelle	1,15	1,00	18,50	25	400

Si : $\mu_b \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors:

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.



On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

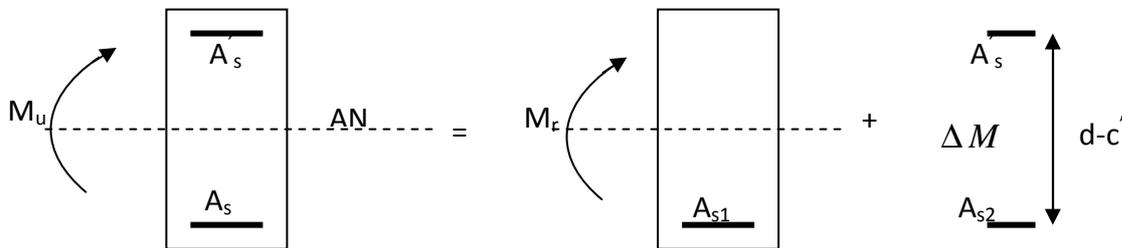
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec: **Mr** : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



4) Vérification à l'ELS :

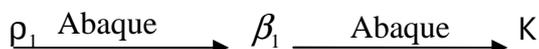
a) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa .$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_u}$$

Avec : A_u : armatures adoptées à l'ELU.

On calcul: $\rho_1 = \frac{100 A_u}{b_0 . d} .$



b) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

5) Vérification du BAEL 91 : Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **5.1) Condition de non fragilité :** (BEAL91/Art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **5.2) Vérification de l'adhérence :** (BAEL 91/Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} , \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **5.3) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Nous avons une fissuration préjudiciable : (BAEL91 / Art A.5.1,211)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

- **5.4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :** (BAEL 91 (chap. : effort tranchant) Art 6.3 du jean perchat).

a - Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,4.0,9.d.b.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

b - Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

6) Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : portée de la travée entre nu d'appuis.
- 2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. M_t : Moment fléchissant maximal en travée.
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$. M_0 : Moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

7) Etats limites d'ouverture des fissures :

fissuration préjudiciable \Rightarrow (BAEL 91/Art A.4.5,34) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration
 $\eta = 1,6$ pour (acier HA). $\phi \geq 6mm$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

VII-3) calcul des armatures longitudinales :

Bloc de droite :

Le Ferrailage des poutres principales (30x55) à l'ELU.

➤ En travée :

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	106,065	0,141	SSA	0,923	6,35	8,25	9,42	3HA16+3HA12
2	99,413	0,132	SSA	0,929	5,91	8,25	9,42	3HA16+3HA12
3	101,32	0,135	SSA	0,928	6,03	8,25	9,42	3HA16+3HA12
4	103,111	0,137	SSA	0,925	6,18	8,25	9,42	3HA16+3HA12
5	101,399	0,135	SSA	0,928	6,04	8,25	9,42	3HA16+3HA12
6	103,964	0,138	SSA	0,925	6,21	8,25	9,42	3HA16+3HA12
7	107,487	0,143	SSA	0,922	6,44	8,25	9,42	3HA16+3HA12
8	105,588	0,141	SSA	0,923	6,32	8,25	9,42	3HA16+3HA12
9	139,073	0,185	SSA	0,897	8,57	8,25	9,42	3HA16+3HA12

➤ Aux appuis : P(30x55)

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	144,554	0,192	SSA	0,892	8,955	8,25	10,65	3HA16+3HA14
2	138,301	0,141	SSA	0,898	8,511	8,25	10,65	3HA16+3HA14
3	146,682	0,150	SSA	0,902	8,986	8,25	10,65	3HA16+3HA14
4	161,096	0,165	SSA	0,905	9,837	8,25	10,65	3HA16+3HA14
5	172,047	0,176	SSA	0,906	10,494	8,25	10,65	3HA16+3HA14
6	172,774	0,176	SSA	0,91	10,492	8,25	10,65	3HA16+3HA14
7	171,117	0,175	SSA	0,911	10,380	8,25	10,65	3HA16+3HA14
8	171,79	0,175	SSA	0,914	10,386	8,25	10,65	3HA16+3HA14
9	165,306	0,220	SSA	0,874	10,452	8,25	10,65	3HA16+3HA14

Le Ferrailage des poutres secondaires (30x40):

➤ **En travée:**

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	48,58	0,065	SSA	0,967	2,99	6,75	8,01	3HA14+3HA12
2	72,911	0,097	SSA	0,947	4,58	6,75	8,01	3HA14+3HA12
3	84,558	0,113	SSA	0,94	5,35	6,75	8,01	3HA14+3HA12
4	85,663	0,114	SSA	0,939	5,43	6,75	8,01	3HA14+3HA12
5	86,199	0,115	SSA	0,938	5,47	6,75	8,01	3HA14+3HA12
6	79,214	0,105	SSA	0,945	4,99	6,75	8,01	3HA14+3HA12
7	67,777	0,090	SSA	0,953	4,23	6,75	8,01	3HA14+3HA12
8	61,024	0,081	SSA	0,957	3,80	6,75	8,01	3HA14+3HA12
9	73,429	0,098	SSA	0,948	5,30	6,75	8,01	3HA14+3HA12

➤ **Aux appuis : P (30x40)**

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	78,22	0,104	SSA	0,945	5,663	6,75	9,42	3HA16+3HA12
2	105,52	0,108	SSA	0,943	6,661	6,75	9,42	3HA16+3HA12
3	129,287	0,132	SSA	0,923	8,338	6,75	9,42	3HA16+3HA12
4	130,509	0,133	SSA	0,913	8,509	6,75	9,42	3HA16+3HA12
5	131,429	0,134	SSA	0,903	8,664	6,75	9,42	3HA16+3HA12
6	133,495	0,136	SSA	0,902	8,809	6,75	9,42	3HA16+3HA12
7	135,823	0,139	SSA	0,903	8,953	6,75	9,42	3HA16+3HA12
8	134,405	0,137	SSA	0,901	8,879	6,75	9,42	3HA16+3HA12
9	136,71	0,140	SSA	0,916	8,884	6,75	9,42	3HA16+3HA12

Le Ferrailage des poutres principales (30x45) à l'ELU :

➤ en travée :

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	99,625	0,131	SSA	0,930	7,24	6,00	10,65	3HA16+3HA14
2	110,47	0,145	SSA	0,921	8,10	6,00	10,65	3HA16+3HA14
3	134,02	0,176	SSA	0,902	10,04	6,00	10,65	3HA16+3HA14
4	135,5	0,178	SSA	0,901	10,16	6,00	10,65	3HA16+3HA14
5	121,67	0,160	SSA	0,912	9,01	6,00	10,65	3HA16+3HA14
6	100,24	0,132	SSA	0,929	7,29	6,00	10,65	3HA16+3HA14
7	140,23	0,185	SSA	0,896	10,57	6,00	10,65	3HA16+3HA14
8	136,97	0,180	SSA	0,900	10,28	6,00	10,65	3HA16+3HA14
9	113,06	0,149	SSA	0,919	8,31	6,00	10,65	3HA16+3HA14

Aux appuis P(30x45) :

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	103,474	0,136	SSA	0,927	7,54	6,00	10,65	3HA16+3HA14
2	116,698	0,154	SSA	0,916	8,61	6,00	10,65	3HA16+3HA14
3	139,839	0,184	SSA	0,898	10,52	6,00	10,65	3HA16+3HA14
4	138,831	0,183	SSA	0,899	10,43	6,00	10,65	3HA16+3HA14
5	128,202	0,169	SSA	0,909	9,53	6,00	10,65	3HA16+3HA14
6	106,397	0,140	SSA	0,924	7,78	6,00	10,65	3HA16+3HA14
7	118,264	0,156	SSA	0,915	8,73	6,00	10,65	3HA16+3HA14
8	132,376	0,174	SSA	0,904	9,89	6,00	10,65	3HA16+3HA14
9	122,957	0,162	SSA	0,911	9,12	6,00	10,65	3HA16+3HA14

BLOC DE GAUCHE :

Le ferrailage des poutres principales (30x55):

➤ **En travée :**

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	130,438	0,174	SSA	0,904	7,97	8,25	8,01	3HA14+3HA12
2	121,605	0,162	SSA	0,911	7,38	8,25	8,01	3HA14+3HA12
3	122,194	0,163	SSA	0,91	7,42	8,25	8,01	3HA14+3HA12
4	122,529	0,163	SSA	0,91	7,44	8,25	8,01	3HA14+3HA12
5	120,038	0,160	SSA	0,912	7,27	8,25	8,01	3HA14+3HA12
6	121,435	0,162	SSA	0,911	7,37	8,25	8,01	3HA14+3HA12
7	123,607	0,164	SSA	0,91	7,51	8,25	8,01	3HA14+3HA12
8	124,654	0,166	SSA	0,909	7,58	8,25	8,01	3HA14+3HA12
9	127,759	0,170	SSA	0,906	7,79	8,25	8,01	3HA14+3HA12

➤ **Aux appuis P(30x55):**

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	125,148	0,128	SSA	0,931	6,463	8,25	9,42	3HA16+3HA12
2	133,339	0,136	SSA	0,927	6,915	8,25	9,42	3HA16+3HA12
3	139,533	0,143	SSA	0,922	7,276	8,25	9,42	3HA16+3HA12
4	139,027	0,142	SSA	0,923	7,242	8,25	9,42	3HA16+3HA12
5	137,195	0,140	SSA	0,924	7,138	8,25	9,42	3HA16+3HA12
6	133,197	0,136	SSA	0,927	6,908	8,25	9,42	3HA16+3HA12
7	131,398	0,134	SSA	0,928	6,807	8,25	9,42	3HA16+3HA12
8	109,729	0,112	SSA	0,94	5,612	8,25	9,42	3HA16+3HA12
9	100,451	0,103	SSA	0,946	5,105	8,25	9,42	3HA16+3HA12

Le ferrailage des poutres principales (30x45) à l'ELU :

➤ **En travée :**

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	110,367	0,113	SSA	0,94	6,99	6,75	10,65	3HA16+3HA14
2	130,761	0,134	SSA	0,788	9,88	6,75	10,65	3HA16+3HA14
3	133,263	0,136	SSA	0,795	9,98	6,75	10,65	3HA16+3HA14
4	147,608	0,151	SSA	0,918	9,57	6,75	10,65	3HA16+3HA14
5	102,247	0,104	SSA	0,802	7,59	6,75	10,65	3HA16+3HA14
6	153,275	0,157	SSA	0,915	9,97	6,75	10,65	3HA16+3HA14
7	154,04	0,157	SSA	0,915	10,02	6,75	10,65	3HA16+3HA14
8	151,182	0,154	SSA	0,916	9,82	6,75	10,65	3HA16+3HA14
9	119,157	0,122	SSA	0,935	7,59	6,75	10,65	3HA16+3HA14

➤ **Aux appuis P(30x45):**

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} cm ²	Choix
1	104,971	0,107	SSA	0,944	6,619	6,75	10,65	3HA16+3HA14
2	125,184	0,128	SSA	0,931	8,004	6,75	10,65	3HA16+3HA14
3	146,504	0,150	SSA	0,918	9,499	6,75	10,65	3HA16+3HA14
4	150,000	0,153	SSA	0,917	9,737	6,75	10,65	3HA16+3HA14
5	156,209	0,160	SSA	0,912	10,195	6,75	10,65	3HA16+3HA14
6	160,020	0,163	SSA	0,911	10,456	6,75	10,65	3HA16+3HA14
7	158,230	0,162	SSA	0,911	10,339	6,75	10,65	3HA16+3HA14
8	152,360	0,156	SSA	0,915	9,912	6,75	10,65	3HA16+3HA14
9	140,560	0,144	SSA	0,922	9,074	6,75	10,65	3HA16+3HA14

Les poutres secondaires (30x40) :

➤ **en travée :**

Niv	Armature en travée							
	M_t^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	108,903	0,143	SSA	0,923	7,97	6,00	10,65	3HA16+3HA14
2	134,866	0,178	SSA	0,901	10,11	6,00	10,65	3HA16+3HA14
3	137,097	0,180	SSA	0,9	10,29	6,00	10,65	3HA16+3HA14
4	126,388	0,166	SSA	0,892	9,57	6,00	10,65	3HA16+3HA14
5	132,428	0,174	SSA	0,904	9,90	6,00	10,65	3HA16+3HA14
6	127,402	0,168	SSA	0,907	9,49	6,00	10,65	3HA16+3HA14
7	139,060	0,183	SSA	0,899	10,45	6,00	10,65	3HA16+3HA14
8	138,996	0,183	SSA	0,899	10,45	6,00	10,65	3HA16+3HA14
9	137,870	0,181	SSA	0,9	10,35	6,00	10,65	3HA16+3HA14

Aux appuis P(30x40) :

Niv	Armature aux appuis							
	M_a^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	102,21	0,135	SSA	0,903	7,65	6,00	10,65	3HA16+3HA14
2	132,00	0,174	SSA	0,87	10,25	6,00	10,65	3HA16+3HA14
3	128,01	0,168	SSA	0,907	9,54	6,00	10,65	3HA16+3HA14
4	134,20	0,177	SSA	0,9	10,07	6,00	10,65	3HA16+3HA14
5	136,09	0,179	SSA	0,901	10,21	6,00	10,65	3HA16+3HA14
6	140,81	0,185	SSA	0,897	10,61	6,00	10,65	3HA16+3HA14
7	135,31	0,178	SSA	0,866	10,56	6,00	10,65	3HA16+3HA14
8	122,07	0,161	SSA	0,881	9,36	6,00	10,65	3HA16+3HA14
9	112,52	0,148	SSA	0,891	8,53	6,00	10,65	3HA16+3HA14

VII-4) Vérification du RPA99 révisé 2003 :**VII-4-1) Armatures transversales minimales :**

BLOC DE GAUCHE ET DE DROITE: La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

Zone nodale:

➤ **Sens principal : P(30x45) ; P(30x55)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire : P(30x40)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_{t \text{ adop}} \geq A_{t \min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Zone courante:

➤ **Sens principal : P(30x45) ; P(30x55)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire : P(30x40)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$A_{t \text{ adop}} \geq A_{t \min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

VII-4-2) Espacement d'armatures :

Bloc de droite:

➤ **Sens principale : P(30x55)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 13,75 \text{ cm} \quad \text{Soit à prendre } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S'_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Sens principale : P(30x45)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 11,25 \text{ cm} . \text{ Soit à prendre } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S'_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Sens secondaire : P(30x40)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right) = 10cm. \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \quad \text{soit } S'_t = 20cm.$$

VII-4-3) Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal : P(30x55)**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{55}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,97; 1,4; 3) = 1,4cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

➤ **Sens principale : P(30x45)**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{45}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,29; 1,6; 3) = 1,29cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1,14; 1,6; 3) = 1,14cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$.

Bloc de gauche:➤ **Sens principale : P(30x55)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 13,75cm \quad \text{Soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5cm \rightarrow \text{soit } S'_t = 20cm.$$

➤ **Sens principale : P(30x45)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 11,25cm \quad \text{Soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 cm \rightarrow \text{soit } S'_t = 20cm.$$

➤ **Sens secondaire : P(30x40)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right) = 10cm. \quad \text{Soit } S_t = 10cm.$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \quad \text{soit } S'_t = 20cm.$$

VI-4-4) Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal : P(30x55)**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{55}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,97; 1,6; 3) = 1,6cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

➤ **Sens principal : P(30x45)**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{45}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,29; 1,6; 3) = 1,29 cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

➤ **Sens secondaire : P(30x40)**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1,14; 1,6; 3) = 1,14cm$$

On prend : $\Phi_T = 8mm$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2$

VIII-4-5) la longueur de recouvrement pour les deux blocs :

$$L = 50\varnothing_1 = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

VIII-4-6) la longueur de la zone nodale pour les deux blocs :

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

Poteau (40x45)

RDC : $h' = \max(360/6; 45; 40; 60) = 60 \text{ cm}$; $h' = 65 \text{ cm}$

NIV 1 et 2 : $h' = \max(280/6 ; 45 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Poteau (35x40)

NIV 3 ; 4 et 5 : $h' = \max(280/6 ; 40 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Poteau (30x35)

NIV 6 ; 7 et 8 : $h' = \max(280/6 ; 35 ; 30 ; 60) = 60 \text{ cm}$

VII-5) Vérification de BAEL 91 :

1. Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire à la condition de non fragilité suivante

Bloc de droite :

Pour les poutres principales (30x45) :

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > 1,47 \text{ cm}^2$$

Pour les poutres principales (30 x 55)

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 50,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,42 \text{ cm}^2 > 1,83 \text{ cm}^2$$

Pour les poutres secondaires (30x40)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 > 1,32 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres}$$

Bloc de Gauche :➤ **Sens principale :****Poutre (30x55)**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9d} = 165,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{165,6 \times 10^3}{0,9 \times 506 \times 282,6} = 1,28 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,28 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Poutre (30x45)

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9d} = 143,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{143,66 \times 10^3}{0,9 \times 405 \times 282,6} = 1,39 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,39 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire :****Poutre (30x40)**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,2) = 26,37 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9d} = 54,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{54,08 \times 10^3}{0,9 \times 356 \times 263,7} = 0,64 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,64 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

BLOC DROIT :➤ **Sens principale :****Poutre (30x55)**

$$V_u = 165,60\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{165,60 \times 10^3}{300 \times 505} = 1,09\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45)

$$V_u = 143,66\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{143,66 \times 10^3}{300 \times 405} = 1,18\text{MPa} < 2,50\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :****Poutre (30x40)**

$$V_u = 210,45\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{210,45 \times 10^3}{300 \times 356} = 1,97\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

BLOC GAUCHE :➤ **Sens principale :****Poutre (30x55)**

$$V_u = 205,35\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{205,35 \times 10^3}{300 \times 505} = 1,35\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45)

$$V_u = 300,26\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{300,26 \times 10^3}{300 \times 405} = 2,47\text{MPa} < 2,50\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :****Poutre (30x40)**

$$V_u = 187,93\text{KN} \quad \text{Alors : Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton :BAEL 91(Effort tranchant Art6.3) jean perchat

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

BLOC DE DROITE :

➤ **Sens principale :**

Poutre (30x55)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 505 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 909 KN.$$

$$V_u = 165,60 \leq 909 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 405 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 810 KN.$$

$$V_u = 143,66 \leq 810 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 356 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 640 KN.$$

$$V_u = 210,45 \leq 640 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales :

$$P(30x55) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 165,6 + \frac{-172,774}{0,9 \times 0,505} = -214,948 < 0$$

$$P(30x45) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 143,66 + \frac{-135,823}{0,9 \times 0,405} = -228,968 < 0$$

- Pour les poutres secondaires :

$$P(30x40) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 210,45 + \frac{-139,839}{0,9 \times 0,356} = -228,88 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

BLOC DE GAUCHE :**a) Influence sur le béton :**➤ **Sens principale :****Poutre (30x55)**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 507 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 912,6 \text{ KN.}$$

$$V_u = 205,35 \leq 912,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 405 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 810 \text{ KN.}$$

$$V_u = 300,26 \leq 810 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 356 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 640 \text{ KN.}$$

$$V_u = 187,93 \leq 640 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales :

$$P(30 \times 55) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 205,35 + \frac{-139,533}{0,9 \times 0,507} = -100,442 < 0$$

$$P(30 \times 45) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 300,26 + \frac{-160,020}{0,9 \times 0,405} = -138,752 < 0$$

- Pour les poutres secondaires :

$$P(30 \times 40) : V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 187,93 + \frac{-139,06}{0,9 \times 0,356} = -246,089 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VII-6) Etat limite de déformation (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

BLOC DE DROITE :

➤ **Sens principale :**

Poutre (30x55) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{55}{725} = 0,0958 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

Avec : $M_t = 0,85M_0$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 139,073 / 0,85 = 163,615$$

$$M_t = 139,073 \text{ KN.m}$$

$$0,0958 > \frac{139,073}{10 \times 163,615} = 0,0750 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,65}{30 \times 50,5} = 0,007 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{725} = 0,0857 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

$$M_t = 140,228 \text{ KN.m}$$

Avec : $M_t = 0,85M_0$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 140,228 / 0,85 = 164,97 \text{ KN.m}$$

$$0,857 > \frac{140,228}{10 \times 68,34} = 0,064 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 40,5} = 0,0077 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{40}{525} = 0,0923 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0};$$

$$M_t = 86,199 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 86,199 / 0,85 = 101,410 \text{ KN.m}$$

$$0,857 > \frac{86,199}{10 \times 101,410} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,65}{30 \times 35,6} = 0,0099 \leq 0,011 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

BLOC DE GAUCHE :

➤ **Sens principale :**

Poutre (30x55) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{55}{725} = 0,0858 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0};$$

$$M_t = 130,438 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 130,438 / 0,85 = 153,45 \text{ KN.m}$$

$$0,0858 > \frac{130,438}{10 \times 153,45} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 50,5} = 0,0062 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre (30x45):

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{525} = 0,0857 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0};$$

$$M_t = 154,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 154,04 / 0,85 = 181,223 \text{ KN.m}$$

$$0,0857 > \frac{154,04}{10 \times 181,223} = 0,0850 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,65}{30 \times 40,5} = 0,0087 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{40}{525} = 0,0923 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0};$$

$$M_t = 139,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 139,06 / 0,85 = 163,60 \text{ KN.m}$$

$$0,0923 > \frac{139,06}{10 \times 163,60} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,65}{30 \times 35,6} = 0,0099 \leq 0,011 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Les trois conditions sont vérifiées, alors n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

VII-7-5) Vérification à l'ELS :

a) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u}$$

(A_u : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} K$$

b) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

fissuration préjudiciable \Rightarrow (BAEL 91/Art A.4.5,34) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

BLOC DE DROITE:

a) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales(30x55) :

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	σ _{st}	σ̄ _{st}	Obs
								σ _{bc}			
1	77,488	9,42	729,937	0,874	0,041	227,89	9,34	15	186,4	201,6	Vérifiée
2	72,625	9,42	684,128	0,874	0,041	213,59	8,76	15	174,7	201,6	Vérifiée
3	74,001	9,42	697,089	0,874	0,041	217,63	8,92	15	178	201,6	Vérifiée
4	75,292	9,42	709,251	0,874	0,041	221,43	9,08	15	181,1	201,6	Vérifiée
5	74,043	9,42	697,485	0,874	0,041	217,76	8,93	15	178,1	201,6	Vérifiée
6	75,900	9,42	714,978	0,874	0,041	223,22	9,15	15	182,6	201,6	Vérifiée
7	78,458	9,42	739,074	0,874	0,041	230,74	9,46	15	188,7	201,6	Vérifiée
8	77,056	9,42	725,868	0,874	0,041	226,62	9,29	15	185,3	201,6	Vérifiée
9	101,488	9,42	956,017	0,874	0,041	298,47	12,24	15	244,1	201,6	Vérifiée

Aux appuis

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	σ _{st}	σ̄ _{st}	Obs
							σ _{bc}	σ _{bc}			
1	-105,8	10,65	0,860	0,874	0,041	275,21	11,28	15	196	201,6	Vérifiée
2	-101,15	10,65	0,860	0,874	0,041	263,13	10,79	15	187,4	201,6	Vérifiée
3	-96,773	10,65	0,860	0,874	0,041	251,73	10,32	15	179,3	201,6	Vérifiée
4	-94,819	10,65	0,860	0,874	0,041	246,65	10,11	15	175,6	201,6	Vérifiée
5	-92,897	10,65	0,860	0,874	0,041	241,65	9,91	15	172,1	201,6	Vérifiée
6	-89,733	10,65	0,860	0,874	0,041	233,42	9,57	15	166,2	201,6	Vérifiée
7	-88,703	10,65	0,860	0,874	0,041	230,74	9,46	15	164,3	201,6	Vérifiée
8	-86,724	10,65	0,860	0,874	0,041	225,59	9,25	15	160,6	201,6	Vérifiée
9	-120,61	10,65	0,860	0,874	0,041	313,75	12,86	15	199,3	201,6	Vérifiée

b) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales (30x45) :

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$ σ _{st}		$\overline{\sigma}_{st}$	Obs
1	27,13	8,01	0,672	0,88	0,037	93,193	3,45	15	95,03	201,6	Vérifiée
2	27,117	8,01	0,672	0,88	0,037	93,149	3,45	15	94,99	201,6	Vérifiée
3	26,657	8,01	0,672	0,88	0,037	91,568	3,39	15	93,38	201,6	Vérifiée
4	26,373	8,01	0,672	0,88	0,037	90,593	3,35	15	92,38	201,6	Vérifiée
5	26,108	8,01	0,672	0,88	0,037	89,683	3,32	15	91,45	201,6	Vérifiée
6	26,108	8,01	0,672	0,88	0,037	89,683	3,32	15	91,45	201,6	Vérifiée
7	26,12	8,01	0,672	0,88	0,037	89,724	3,32	15	91,5	201,6	Vérifiée
8	25,481	8,01	0,672	0,88	0,037	87,529	3,24	15	89,26	201,6	Vérifiée
9	53,549	8,01	0,672	0,88	0,037	183,94	6,81	15	187,6	201,6	Vérifiée

Aux appuis

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$		$\overline{\sigma}_{st}$		Obs
1	-57,712	9,42	0,849	0,876	0,039	175,94	6,862	15	172,7	201,6	Vérifiée	
2	-48,936	9,42	0,849	0,876	0,039	149,19	5,818	15	146,4	201,6	Vérifiée	
3	-51,345	9,42	0,849	0,876	0,039	156,53	6,105	15	153,6	201,6	Vérifiée	
4	-64,204	9,42	0,849	0,876	0,039	195,74	7,634	15	192,1	201,6	Vérifiée	
5	-78,376	9,42	0,849	0,876	0,039	238,94	9,319	15	234,5	201,6	Vérifiée	
6	-78,376	9,42	0,790	0,866	0,045	241,7	10,88	15	237,2	201,6	Vérifiée	
7	-90,958	9,42	0,790	0,866	0,045	280,5	12,62	15	275,3	201,6	Vérifiée	
8	-101,1	9,42	0,790	0,866	0,045	311,77	14,03	15	306	201,6	Vérifiée	
9	-99,188	9,42	0,790	0,866	0,045	305,88	13,76	15	300,2	201,6	Vérifiée	

c) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres secondaires:

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	12,254	10,65	0,959	0,89	0,033	31,303	1,03	15	36,32	201,6	Vérifiée
2	14,661	10,65	0,959	0,89	0,033	37,452	1,24	15	43,45	201,6	Vérifiée
3	20,71	10,65	0,959	0,89	0,033	52,904	1,75	15	61,37	201,6	Vérifiée
4	24,784	10,65	0,959	0,89	0,033	63,311	2,09	15	73,45	201,6	Vérifiée
5	28,587	10,65	0,959	0,89	0,033	73,026	2,41	15	84,72	201,6	Vérifiée
6	31,641	10,65	0,959	0,89	0,033	80,828	2,67	15	93,77	201,6	Vérifiée
7	32,46	10,65	0,959	0,89	0,033	82,92	2,74	15	96,2	201,6	Vérifiée
8	35,128	10,65	0,959	0,89	0,033	89,735	2,96	15	104,1	201,6	Vérifiée
9	29,893	10,65	0,959	0,89	0,033	76,362	2,52	15	88,59	201,6	Vérifiée

Aux appuis

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	-26,89	10,65	0,543	0,89	0,033	126,04	4,159	15	79,68	201,6	Vérifiée
2	-26,65	10,65	0,543	0,89	0,033	124,91	4,122	15	78,97	201,6	Vérifiée
3	-26,64	10,65	0,543	0,89	0,033	124,86	4,12	15	78,94	201,6	Vérifiée
4	-30,77	10,65	0,543	0,89	0,033	144,22	4,759	15	91,18	201,6	Vérifiée
5	-34,53	10,65	0,543	0,89	0,033	161,85	5,341	15	102,3	201,6	Vérifiée
6	-37,33	10,65	0,543	0,89	0,033	174,99	5,775	15	110,6	201,6	Vérifiée
7	-38,62	10,65	0,543	0,89	0,033	181,02	5,974	15	114,4	201,6	Vérifiée
8	-41,97	10,65	0,543	0,89	0,033	196,73	6,492	15	124,4	201,6	Vérifiée
9	-36,39	10,65	0,543	0,89	0,033	170,59	5,63	15	107,8	201,6	Vérifiée

BLOC DE GAUCHE :

a) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales (30x55):

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	b ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	101,831	8,01	0,646	0,882	0,037	349,00	12,91	15	201,592	201,63	Vérifiée
2	88,195	8,01	0,646	0,882	0,037	302,27	11,18	15	174,597	201,63	Vérifiée
3	88,622	8,01	0,646	0,882	0,037	303,73	11,24	15	175,442	201,63	Vérifiée
4	88,869	8,01	0,646	0,882	0,037	304,58	11,27	15	175,931	201,63	Vérifiée
5	87,06	8,01	0,646	0,882	0,037	298,38	11,04	15	172,350	201,63	Vérifiée
6	88,075	8,01	0,646	0,882	0,037	301,86	11,17	15	174,359	201,63	Vérifiée
7	89,746	8,01	0,646	0,882	0,037	307,58	11,38	15	177,667	201,63	Vérifiée
8	90,611	8,01	0,646	0,882	0,037	310,55	11,49	15	179,380	201,63	Vérifiée
9	93,295	8,01	0,646	0,882	0,037	319,75	11,83	15	184,693	201,63	Vérifiée

Aux appuis

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	-116,294	9,42	1,133	0,874	0,041	342,01	14,02	15	192,180	201,63	Vérifiée
2	-129,805	9,42	1,133	0,874	0,041	381,75	15,65	15	198,318	201,63	Vérifiée
3	-123,035	9,42	1,133	0,874	0,041	361,84	14,84	15	187,975	201,63	Vérifiée
4	-121,018	9,42	1,133	0,874	0,041	355,91	14,59	15	184,893	201,63	Vérifiée
5	-117,605	9,42	1,133	0,874	0,041	345,87	14,18	15	179,679	201,63	Vérifiée
6	-114,61	9,42	0,860	0,874	0,041	337,06	13,82	15	175,103	201,63	Vérifiée
7	-114,344	9,42	0,860	0,874	0,041	336,28	13,79	15	174,696	201,63	Vérifiée
8	-102,621	9,42	0,860	0,874	0,041	301,80	12,37	15	156,786	201,63	Vérifiée
9	-100,351	9,42	0,860	0,874	0,041	295,13	12,10	15	153,318	201,63	Vérifiée

b) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales (30x45):

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	b ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	50,065	10,65	0,877	0,868	0,04371	136,25	5,95	15	133,724	201,63	Vérifiée
2	51,706	10,65	0,877	0,868	0,04371	135,432	5,92	15	138,107	201,63	Vérifiée
3	50,91	10,65	0,877	0,868	0,04371	138,547	6,06	15	135,981	201,63	Vérifiée
4	50,601	10,65	0,877	0,868	0,04371	132,538	5,79	15	135,156	201,63	Vérifiée
5	49,844	10,65	0,877	0,868	0,04371	135,646	5,93	15	133,134	201,63	Vérifiée
6	49,898	10,65	0,877	0,868	0,04371	128,518	5,62	15	133,278	201,63	Vérifiée
7	50,176	10,65	0,877	0,868	0,04371	129,234	5,65	15	134,021	201,63	Vérifiée
8	49,371	10,65	0,877	0,868	0,04371	127,161	5,56	15	131,870	201,63	Vérifiée
9	49,626	10,65	0,877	0,868	0,04371	127,818	5,59	15	132,552	201,63	Vérifiée

En appuis

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	-96,222	10,65	0,88	0,87	0,04	261,86	9,70	15	160,137	201,63	Vérifiée
2	-85,551	10,65	0,88	0,87	0,04	232,82	8,62	15	142,378	201,63	Vérifiée
3	-88,455	10,65	0,88	0,87	0,04	240,72	8,92	15	147,211	201,63	Vérifiée
4	-94,641	10,65	0,88	0,87	0,04	257,56	9,54	15	157,506	201,63	Vérifiée
5	-115,221	10,65	0,88	0,87	0,04	313,56	11,61	15	191,756	201,63	Vérifiée
6	-123,588	10,65	0,88	0,87	0,04	336,33	12,46	15	196,607	201,63	Vérifiée
7	-132,077	10,65	0,88	0,87	0,04	359,44	13,31	15	198,438	201,63	Vérifiée
8	-144,104	10,65	0,88	0,87	0,04	392,17	14,52	15	197,324	201,63	Vérifiée
9	-129,364	10,65	0,88	0,87	0,04	352,05	13,04	15	194,362	201,63	Vérifiée

c) Vérification de la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres secondaires (30x40):

En travée :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	b ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	25,446	10,65	0,527	0,891	0,032	345,477	11,19	15	75,326	201,63	Vérifiée
2	24,418	10,65	0,527	0,891	0,032	299,215	9,69	15	72,282	201,63	Vérifiée
3	24,935	10,65	0,527	0,891	0,032	300,664	9,74	15	73,813	201,63	Vérifiée
4	26,138	10,65	0,527	0,891	0,032	301,502	9,77	15	77,374	201,63	Vérifiée
5	26,245	10,65	0,527	0,891	0,032	295,365	9,57	15	77,691	201,63	Vérifiée
6	27,918	10,65	0,527	0,891	0,032	298,808	9,68	15	82,643	201,63	Vérifiée
7	29,225	10,65	0,527	0,891	0,032	304,477	9,86	15	86,512	201,63	Vérifiée
8	33,350	10,65	0,527	0,891	0,032	307,412	9,96	15	98,723	201,63	Vérifiée
9	28,936	10,65	0,527	0,891	0,032	316,518	10,25	15	85,657	201,63	Vérifiée

En appuis

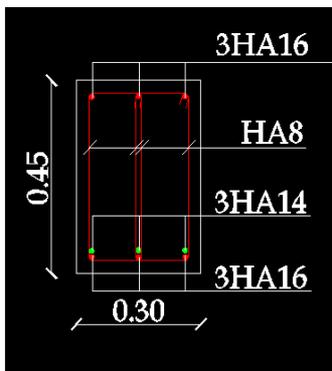
NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} σ _{st}		σ _{st}	Obs
1	-33,43	10,65	0,621	0,884	0,036	351,331	12,503	15	99,743	201,63	Vérifiée
2	-32,52	10,65	0,621	0,884	0,036	392,149	13,955	15	97,034	201,63	Vérifiée
3	-32,44	10,65	0,621	0,884	0,036	371,696	13,228	15	96,793	201,63	Vérifiée
4	-33,69	10,65	0,621	0,884	0,036	365,603	13,011	15	100,528	201,63	Vérifiée
5	-39,65	10,65	0,621	0,884	0,036	355,292	12,644	15	118,305	201,63	Vérifiée
6	-41,66	10,65	0,621	0,884	0,036	346,244	12,322	15	124,299	201,63	Vérifiée
7	-43,57	10,65	0,621	0,884	0,036	345,440	12,293	15	129,995	201,63	Vérifiée
8	-46,25	10,65	0,621	0,884	0,036	310,024	11,033	15	137,994	201,63	Vérifiée
9	-46,72	10,65	0,621	0,884	0,036	303,167	10,789	15	139,381	201,63	Vérifiée

-Disposition constructive :

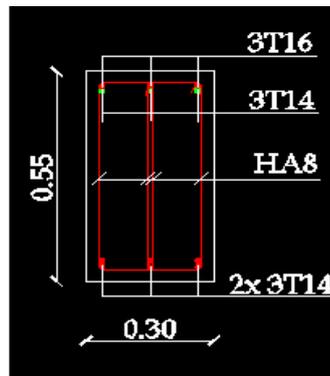
Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

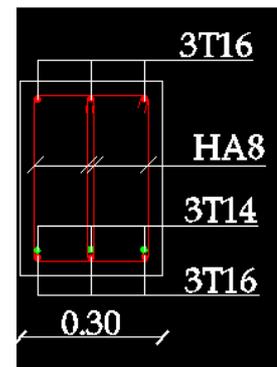
- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.



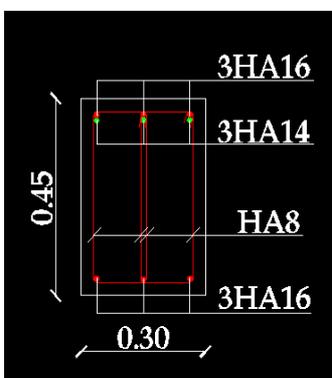
Poutre 30x45 en Travée



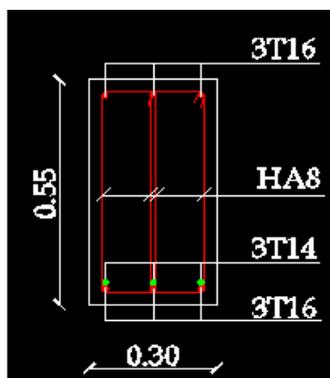
Poutre 30x55 en Travée



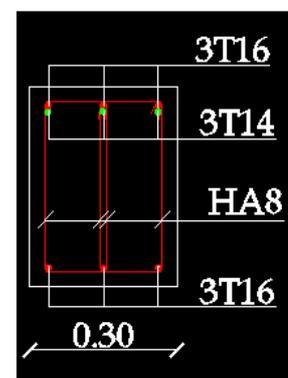
Poutre 30x40 en Travée



Poutre 30x45 en Appuis



Poutre 30x55 en Appuis



Poutre 30x40 en Appuis

Partie 3

Ferrailage des Voiles

VII-3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, considéré comme une console encastree à sa base, soumis à des forces verticales et autres horizontales dues aux séismes.

Les sollicitations présentes dans le voile sont :

- Un moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, le calcul des armatures se fera en flexion composée et au cisaillement, pour cela on prévoit :

- ① Des aciers verticaux.
- ② Des aciers horizontaux.
- ③ Des aciers transversaux.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles que nous allons ferrailer par zones.

- Zone 1: RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage ;
- Zone 2: 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étage ;
- Zone 3 : 6^{ème}, 7^{ème}, et 8^{ème} étage.

Les différentes combinaisons exigées à prendre :

- Selon le RPA 99 version 2003 :
$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8G \pm E} \end{array} \right.$$
- Selon le BAEL 91 modifié 99 :
$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,35G + 1,5Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{array} \right.$$

VII-3-1) Etude de la section soumise à la flexion composée :

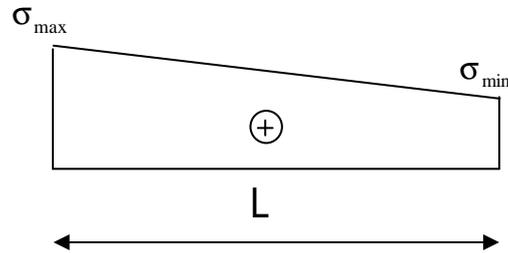
Dans notre cas, les contraintes sont tirées directement à partir du fichier résultat sont donné par le logiciel ETABS.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement tendue :

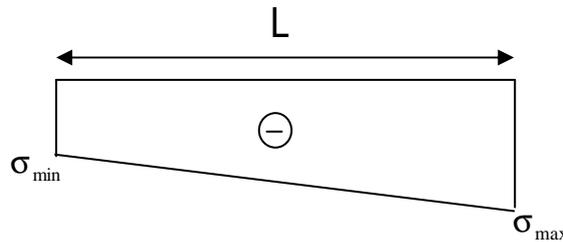
Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est égale à " L " et l'effort de traction est égale à :

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} . L . e$$



b) Section entièrement comprimée :

Dans ce deuxième cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).



c) Section partiellement comprimée :

Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est calculée à partir des triangles semblables :

$$N = \frac{\sigma_{\max}}{2} . L_t . e \quad \text{avec : } L_t = \frac{L}{1 - \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)}$$

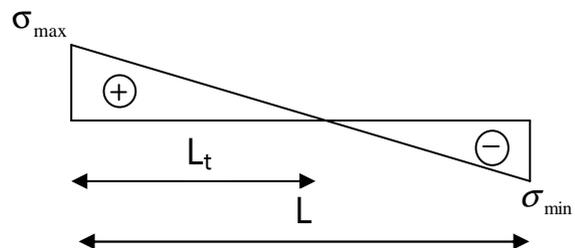


Fig.VI-3-2: Diagrammes de contraintes.

VII-3-2) Armatures dans le trumeau :**a) Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.}$$

- Armatures minimales :

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Globalement dans la section de voile : $A_H \geq 0.15\% \cdot B$

En zone courante : $A_H \geq 0.10\% \cdot B$

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e)

Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Disposition constructive :

• **Espacement :**

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres doit être inférieur à la plus petites des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 e \\ S \leq 30 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser de $\frac{1}{10}$ l'épaisseur du voile.

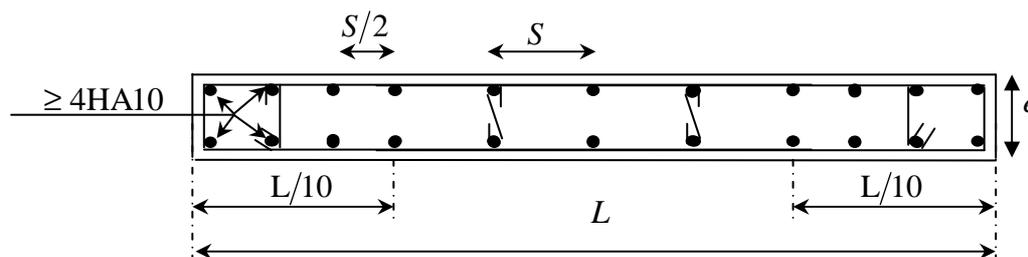


Fig. VII-3-2) : Ferrailage des trumeaux.

VII-3-3) Vérification :➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que } \tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{et } \bar{T} = 1.4 \cdot T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que $\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$

Avec τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} .$$

VII-3-4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du trumeau VL2 (Zone I).

a) Caractéristique géométrique :

L (entre axes des poteaux) = 2,3m ;

L (entre nu de voiles) = 2,075m ;

e = 0,2m ;

B = 0,415m².

b) Sollicitations de calcul :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= 12518,81 \text{ [KN / m}^2\text{]} \\ \sigma_{\min} &= 4258,95 \text{ [KN / m}^2\text{]} \\ T &= +2122,73 \text{ [KN]} \\ N_s &= -2876,00 \text{ [KN]} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La section est entièrement tendue*.$$

*SET $\Rightarrow L_t = L = 2,075\text{m.}$

c) Détermination de l'effort normal "N":

$$N_t = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot L_t \cdot e \Rightarrow N_t = \frac{12518,81 + 4258,95}{2} \times 2,075 \times 0,20 \Rightarrow N_t = 3481,38 \text{ [KN]}$$

d) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A_v = \frac{3481,38}{400 \times 10^{-1}} \Rightarrow A_v = 87,03 \text{ [cm}^2\text{]}$$

e) Ferrailage minimal :

$$A_{\min} \geq 0,2\% B \Rightarrow A_{\min} \geq 0,002 \times 4150 \Rightarrow A_{\min} \geq 8,3 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 87,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} \geq 8,3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **46HA16** $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{2x4HA16} \quad \mathbf{S_t = 5cm} \quad \mathbf{en\ zone\ d'about.} \\ \mathbf{15HA16} \quad \mathbf{S_t = 10cm} \quad \mathbf{en\ zone\ courante.} \end{array} \right.$

$$A_{v(\text{adopté})} = 92,52 \text{ cm}^2$$

f) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingle en HA8 pour un mètre carré.

g) Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{2971,82}{400 \times 10^{-1}} \Rightarrow A_{vj} = 81,73 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \times 2122,73 = 2971,82 \text{ KN}$$

$$A_{vj(\text{adopté})} = 92,52 \text{ cm}^2$$

h) Armatures horizontales :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq \frac{92,52}{4} \Rightarrow A_h = 23,13 \text{ cm}^2$$

On adopte: **26 HA12, S_t = 20cm \Rightarrow A_h = 29,42 cm²**

➤ **vérification des contraintes :**

▪ **BAEL 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{2122,73}{20 \times 0,9 \times 296} \times 10 = 3,98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

▪ **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0.d} = \frac{1,4 \times 2122,73}{20 \times 0,9 \times 296} \times 10 = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2876,00}{20 \times 207,5 + 15 \times 92,52} \times 10 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VII-3-5) Ferrailage des trumeaux :

Tableau. VII-3-5-a) : Les longueurs des voiles dans le sens longitudinal:

	Voile	L entre axes	L entre nus [m]		
			Zone I	Zone	Zone
Bloc G	VL1	2,15	1,925	1,975	2,00
	VL2	2,30	2,075	2,10	2,125
	VL3(trumeaux)	2,15	1,925	1,975	2,00
Bloc D	VL1	1,00	0,775	0,80	0,825
	VL2	1,00	0,775	0,80	0,825
	VL3	2,15	1,925	1,975	2,00
	VL4	1,00	0,775	0,80	0,825
	VL5	1,00	0,775	0,80	0,825
	VL6	2,15	1,925	1,975	2,00

Tableau. VII-3-5-a) : Les longueurs des voiles dans le sens transversal:

	Voile	L entre axes(m)	L entre nus [m]		
			Zone I	Zone II	Zone
Bloc G	VT1	3,60	3,40	3,425	3,45
	VT2	3,60	3,20	3,25	3,30
	VT3	3,00	2,80	2,825	2,85
	VT4	2,95	2,75	2,775	2,80
	VT5	2,50	2,30	2,325	2,35
	VT6	3,60	3,20	3,25	3,30
	VT7	2,95	2,75	2,775	2,80
	VT8	2,55	2,15	2,20	2,25
Bloc D	VT1	3,60	3,20	3,25	3,30
	VT2	2,95	2,75	2,775	2,80
	VT3	3,00	2,80	2,825	2,85
	VT4	3,60	3,20	3,25	3,30
	VT5	3,00	2,80	2,825	2,85

✚ **Le ferrailage des voiles est résumé dans les tableaux si après :**

Tableau 1 :

		G (VL1, VL2 et VL3), D (VL3 et VL6)			
		zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L [m]		2,075	2,1	2,125
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m ²]		0,415	0,42	0,425
Sollicitations de calcul	σ max [KN/m ²]		12518,81	9655,98	9116,68
	σ min [KN/m ²]		4258,95	3858,13	3559,69
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt [m]		2,075	2,1	2,125
	Nt [KN]		3481,39	2837,96	2693,73
Ferrailage	Av [cm ²]		87,03	70,95	67,34
	Av min [cm ²]		8,30	8,40	8,50
	Avt adopté [cm ²]		92,52	92,52	70,84
	Choix de Barres		46HA16	46HA16	46HA14
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Avj [cm ²]		81,73	67,79	37,93
	Avj adopté [cm ²]		92,52	92,52	70,84
	Choix de Barres		46HA16	46HA16	46HA14
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Ah [cm ²]		23,13	23,13	17,71
	Ah adopté		29,42	29,42	20,43
	Barres		26HA12	26HA12	26HA10
	St [cm]		20	20	20
Vérifications contraintes des contraintes	Ns [KN]		-2876	-256,36	-47,55
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$.	σ_b	5,19	0,46	0,09
	Vu [KN]		2122,73	1760,75	985,18
	1,4Vu [KN]		2971,822	2465,05	1379,252
	$\bar{\tau}_U = 3,26 [MPa]$	τ_U	2,48	2,30	2,10
	$\bar{\tau}_b = 5 [MPa]$	τ_b	4,80	4,63	2,59

Tableau 2 :

		D (VL1, VL2, VL4 et VL6)			
		zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L [m]		0,775	0,80	0,825
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m ²]		0,155	0,16	0,165
Sollicitations de calcul	σ max [KN/m ²]		+3492,83	+1268,36	+4579,37
	σ min [KN/m ²]		+2946,45	+830,59	+2768,11
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt [m]		0,775	0,80	0,825
	Nt [KN]		499,04	167,92	606,17
Ferrailage	Av [cm ²]		12,48	4,20	15,15
	Av min [cm ²]		3,10	3,20	3,30
	Avt adopté [cm ²]		18,10	18,10	18,10
	Choix de Barres		16HA12	16HA12	16HA12
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Avj [cm ²]		7,75	7,74	6,33
	Avj adopté [cm ²]		12,57	12,57	12,57
	Choix de Barres		16HA12	16HA12	16HA12
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Ah [cm ²]		4,525	4,525	4,525
	Ah adopté		13,07	13,07	13,07
	Barres		26HA8	26HA8	26HA8
	St [cm]		20	20	20
Vérifications contraintes des contraintes	Ns [KN]		-183,84	-108,84	-19,30
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	σ_b	1,15	0,66	0,11
	Vu [KN]		201,35	200,91	164,41
	1,4Vu [KN]		281,89	281,274	230,174
	$\bar{\tau}_U = 3,26\text{[MPa]}$	τ_U	0,38	0,38	0,31
	$\bar{\tau}_b = 5\text{[MPa]}$	τ_b	0,53	0,53	0,43

Tableau 3 :

		G (VT1, VT2 et VT6), D (VT1 et VL4)			
		zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L [m]		3,40	3,425	3,45
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m ²]		0,68	0,685	0,69
Sollicitations de calcul	σ max [KN/m ²]		+9701,66	+5834,99	+7040,88
	σ min [KN/m ²]		+6701,76	+2294,97	+5997,37
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt [m]		3,40	3,425	3,45
	Nt [KN]		5577,16	2784,51	4498,20
Ferrailage	Av [cm ²]		139,43	69,61	112,45
	Av min [cm ²]		13,60	13,70	13,80
	Avt adopté [cm ²]		152,88	117,04	117,04
	Choix de Barres		78HA16	78HA14	78HA14
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Avj [cm ²]		39,49	32,35	18,83
	Avj adopté [cm ²]		59,72	38,20	38,20
	Choix de Barres		78HA10	78HA8	78HA8
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Ah [cm ²]		38,22	29,26	29,26
	Ah adopté		40,74	29,42	29,42
	Barres		36HA14	26HA12	26HA12
	St [cm]		15	20	20
Vérifications contraintes des contraintes	Ns [KN]		-1074,70	-29,42	-29,42
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	σ_b	1,53	0,84	0,15
	Vu [KN]		1025,66	840,38	489,06
	1,4Vu [KN]		1435,92	1176,53	684,68
	$\bar{\tau}_U = 3,26 \text{ [MPa]}$	τ_U	1,93	1,58	0,92
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ [MPa]}$	τ_b	2,70	2,21	1,29

Tableau 4 :

		G (VT3, VT4, VT5, VT7 et VT8), D (VT2, VT3 et VT5)			
		zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L [m]		2,80	2,825	2,85
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m ²]		0,56	0,565	0,57
Sollicitations de calcul	σ max [KN/m ²]		+8329,69	+6038,96	+8608,34
	σ min [KN/m ²]		+4789,69	+4661,42	+6555,97
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt [m]		2,80	2,825	2,85
	Nt [KN]		3673,25	3022,86	4321,83
Ferrailage	Av [cm ²]		91,83	75,57	108,05
	Av min [cm ²]		11,20	11,30	11,40
	Avt adopté [cm ²]		123,20	123,20	123,20
	Choix de Barres		80HA14	80HA14	80HA14
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Avj [cm ²]		26,68	25,21	20,25
	Avj adopté [cm ²]		40,24	40,24	40,24
	Choix de Barres		80HA8	80HA8	80HA8
	St [cm]		10 et 5	10 et 5	10 et 5
	Ah [cm ²]		30,80	30,80	30,80
	Ah adopté		37,72	37,72	37,72
	Barres		48HA10	48HA10	48HA10
	St [cm]		12	12	12
Vérifications contraintes des contraintes	Ns [KN]		-891,72	-484,93	-94,92
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	σ_b	1,55	0,83	0,16
	Vu [KN]		693,03	654,89	526,08
	1,4Vu [KN]		970,24	916,85	736,51
	$\bar{\tau}_U = 3,26 \text{ [MPa]}$	τ_U	1,30	1,23	0,99
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ [MPa]}$	τ_b	1,82	1,72	1,38

Tableau 5 :

	G (VL1 et VL3)		
	zone	RDC	
Caractéristi- ques géométriqu-es	L [m]	5,05	
	e [m]	0,2	
	B [m ²]	1,01	
Sollicitations de calcul	σ max [KN/m ²]	+12517,81	
	σ min [KN/m ²]	+5718,43	
	Nature de la section	SET	
	Lt [m]	5,05	
	Nt [KN]	9209,30	
Ferrailage	Av [cm ²]	219,27	
	Av min [cm ²]	20,20	
	Av adopté [cm ²]	225,12	
	Choix de Barres	112HA16	
	St [cm]	5 et 10	
	Avj [cm ²]	86,10	
	Avj adopté [cm ²]	88,48	
	Choix de Barres	112HA10	
	St [cm]	5 et 10	
	Ah [cm ²]	56,28	
	Ah adopté	58,52	
	Barres	38HA14	
	St [cm]	20	
Vérifications contraintes des contraintes	Ns [KN]	3813,23	
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa .$	σ_b	2,83
	Vu [KN]	2236,41	
	1,4Vu [KN]	3130,97	
	$\bar{\tau}_U = 3,26 [MPa]$	τ_U	2,86
	$\bar{\tau}_b = 5 [MPa]$	τ_b	3,30

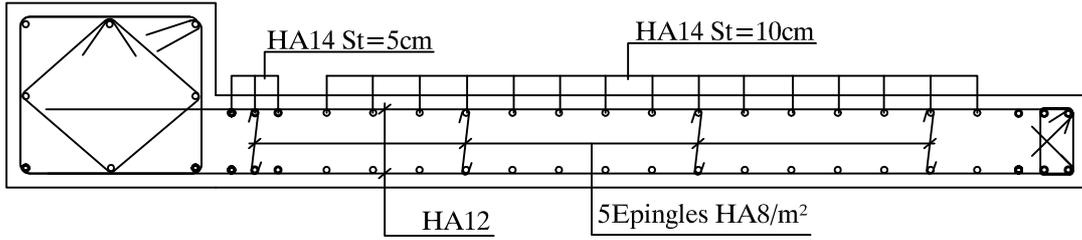


Fig. VII-3-5) Shéma de ferrailage du trumeau

VII-3-6) Les linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferrailés de sorte à reprendre les efforts internes résultants des charges verticales et de l'action sismique.

La disposition du ferrailage doit être symétrique.

On va procéder par zones comme dans les trumeaux :

- Zone 1: 1er et 2^{ème} étage ;
- Zone 2: 3ème, 4ème, et 5^{ème} étage ;
- Zone 3 : 6^{ème}, 7^{ème}, et 8^{ème} étage.

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA (Article 7.7.2).

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que } \tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{et } \bar{T} = 1.4 \cdot T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Ferrailage des linteaux :**

1) Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec les efforts **M** et **T**,

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (**A_l**).
- Des aciers transversaux (**A_t**).
- Des aciers en partie courante (Aciers de peau) (**A_c**).

a) Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante : **$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$**

tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant (**$T = 1.4 T_u$ calcul**).

$$z = h - 2d'$$

Où : **h** : Hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux : (A_t)b1) 1^{er} sous cas : Linteaux longs ($\lambda g = L/h > 1$)

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

 S_t : Espacement des cours d'armatures transversales. A_t : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}} \quad \text{et} \quad z = h - 2d'$$

L : la Portée du linteau .

b2) 2^{ème} sous cas : Linteaux courts ($\lambda g = L/h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 \leq (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

avec: M_{ci} et M_{cj} des moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij}

$$M_c = A_l f_e Z$$

2) Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M et T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures diagonales se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \text{tg } \alpha = (h - 2d') / L$$

$$T = T_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_r) \geq 0,0015 \times b \times h$$

Avec : b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

b) Armatures transversals:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0025 \times b \times s$$

c) Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% de la section. **$A_c \geq 0,002 \times b \times h$**

➤ **Exemple de calcul (Linteau zone I)**

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$L = 1,20 \text{ [m].}$$

$$H = 1,60 \text{ [m].}$$

$$e = 0,20 \text{ [m].}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{tel que} \quad \tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d}$$

AN:

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 792,51}{20 \times 0,9 \times 160} \times 10 \Rightarrow \tau_b = 3,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

- Calcul des armatures :

$$\tau_b = 3,85 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow (2^{\text{ème}} \text{ cas})$$

a) Armatures diagonales :

$$A_D = 792,51 / (2 \times 40 \times \sin 52,07^\circ) \quad \text{avec : } \alpha = \text{tg}^{-1}[(1,6 - 2 \times 0,03)/1,20]$$

$$A_D = 12,56 \text{ cm}^2. \quad \alpha = 52,07^\circ$$

$$A_{D\text{min}} \geq 0,0015 \times 20 \times 160 \Rightarrow A_{D\text{min}} \geq 4,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_D = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{D\text{min}} = 4,80 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA20=12,57cm².**

b) Armatures longitudinales :

$$\text{AN: } (A_l, A_l') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \Rightarrow (A_l, A_l') \geq 0,0015 \times 20 \times 160 \Rightarrow (A_l, A_l') \geq 4,80 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **3HA14=4,62cm².**

c) Armatures transversales :

$$\text{AN: } A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \Rightarrow (A_t, A_t') \geq 0,0015 \times 20 \times 30 \Rightarrow (A_t, A_t') \geq 1,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **2HA10=1,57cm², S_t=30cm.**

a) Armatures de peau :

$$AN: A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h \Rightarrow A_c \geq 0,0020 \times 20 \times 160 \Rightarrow A_c \geq 6,40\text{cm}^2$$

On opte pour: **6HA12=6,79cm²**.

Tableau VII-3-5 : Ferrailage des linteaux

- Linteau de 1.60m de hauteur :

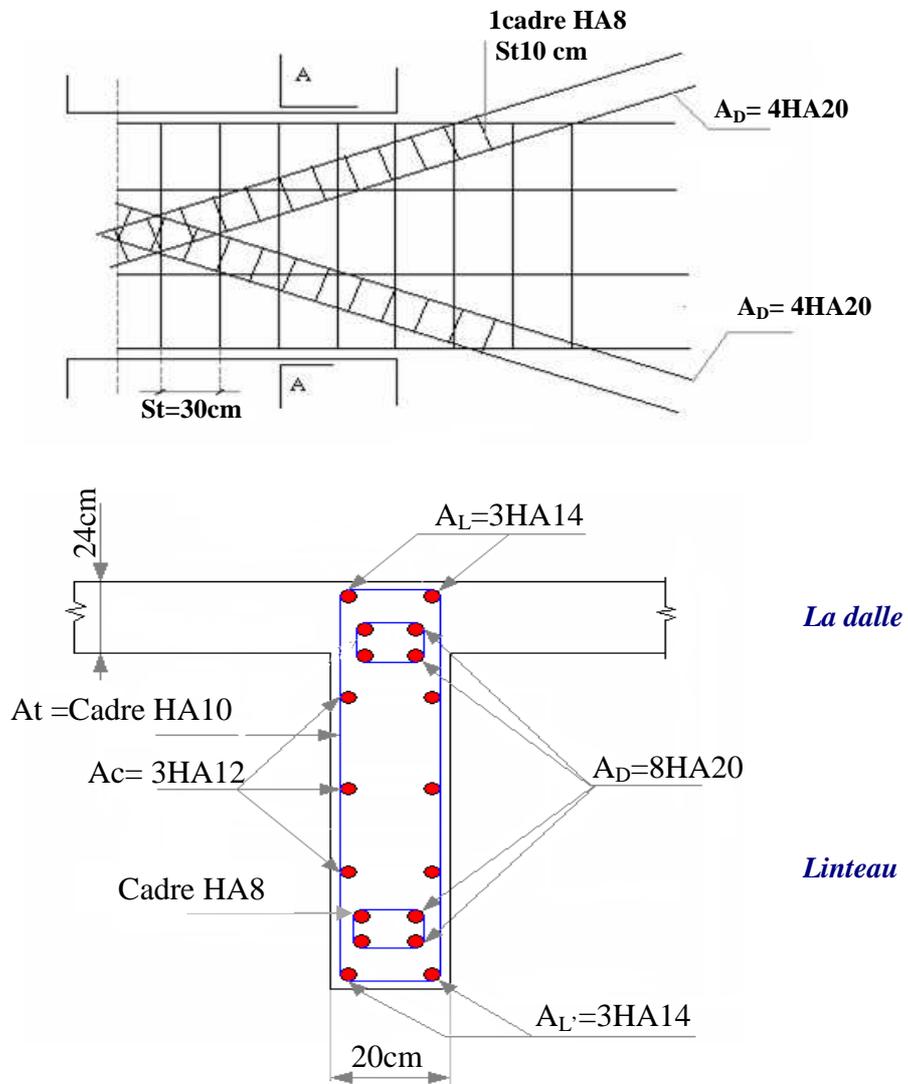
		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,60	1,60	1,60
	L(m)	1,20	1,20	1,20
	e (cm)	20	20	20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	3,58	3,38	2,15
	T_u (KN)	792,51	695,89	442,81
	\bar{T}_u (KN)	1109,51	974,25	619,93
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1,5	1,5	1,5
	τ_b (KN)	3,58	3,38	2,15
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	$A_l = A_l'$ (adopté)	4,62	4,62	4,62
	Choix des barres	3HA14	3HA14	3HA14
	A_t (cm ²)	1,50	1,50	1,50
	A_t (adopté) (cm ²)	1,57	1,57	1,57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	A_D (cm ²)	12,56	11,03	7,02
	A_D (adopté)	12,57	12,57	8,05
	Choix des barres	4HA20	4HA20	4HA16
	A_c (cm ²)	6,40	6,40	6,40
	A_c (adopté)	6,79	6,79	6,79
	Choix des barres	6 HA12	6 HA12	6 HA12

- Linéau de 1,00m de hauteur :

		1 ^{er} Etage
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,00
	L(m)	1,20
	e (cm)	20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5
	τ_b (MPa)	4,28
	T_u (KN)	550,36
	\bar{T}_u (KN)	770,50
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1,5
	τ_b (KN)	4,28
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	3,00
	$A_l = A_l'$ (adopté) (cm ²)	4,62
	Choix des barres	3HA14
	A_t (cm ²)	1,50
	A_t (adopté) (cm ²)	1,57
	Choix des barres	2HA10
	A_D (cm ²)	11,16
	A_D (adopté) (cm ²)	12,57
	Choix des barres	4HA20
	A_c (cm ²)	4,00
	A_c (adopté) (cm ²)	4,71
	Choix des barres	6 HA10

- Linéau de 0,60m de hauteur :

Zone		1 ^{er} Etage
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,60
	L(m)	1,20
	e (cm)	20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5
	τ_b (MPa)	4,26
	T_u (KN)	560,10
	\bar{T}_u (KN)	784,14
Ferrailage des linéaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1,5
	τ_b (KN)	4,26
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	1,80
	$A_l = A_l'$ (adopté) (cm ²)	3,39
	Choix des barres	3HA12
	A_t (cm ²)	1,50
	A_t (adopté) (cm ²)	1,57
	Choix des barres	2HA10
	A_D (cm ²)	10,06
	A_D (adopté) (cm ²)	12,57
	Choix des barres	4HA20
	A_c (cm ²)	2,40
	A_c (adopté) (cm ²)	4,71
	Choix des barres	6 HA10



VII-3-5) Schéma de ferrailage du linteau

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

L'infrastructure :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

VIII-1) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure (souple, rigide)

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

On optera pour des fondations superficielles

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2bars** comme contrainte admissible du sol (voire le rapport de sol).

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII-2) Dimensionnement des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux et les voiles du RDC.

Dans notre cas nous avons une structure contreventée par voiles, alors on passe à des semelles filantes.

VIII-2-1) semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s .

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20$ MPa).

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

• **Bloc de gauche :**

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau VIII-2-1-a₁: résultats des surfaces revenant aux voiles

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
* VL1	2405,83	5,50	2,18	11,99
VL2	1580,66	2,30	3,44	7,91
* VL3	3959,23	5,50	3,60	19,80
				Σ = 39,70

La surface des semelles filantes sous voiles est : **S_{VG} = 39,70 m²**

• **Bloc de droit :**

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau VIII-2-1-a₂: résultats des surfaces revenant aux voiles

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
VL1	255,69	1,00	1,28	1,28
VL2	729,75	1,00	3,65	3,65
VL3	577,02	2,15	1,34	2,88
VL4	382,00	1,00	1,91	1,91
VL5	975,14	1,00	4,87	4,87
VL6	712,83	2,15	1,66	3,57
				Σ = 18,16

La surface des semelles filantes sous voiles est : **S_{VD} = 18,16 m²**

La surface totale des semelles filantes sous voiles(sens longitudinal) des deux blocs est :

$$S_{V \text{ tot long}} = S_{VG} + S_{VD} = 39,70 + 18,16 = 57,86 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_{V \text{ tot long}} = 57,86 \text{ m}^2}$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants un chargement trapézoïdal ou triangulaire tel que centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

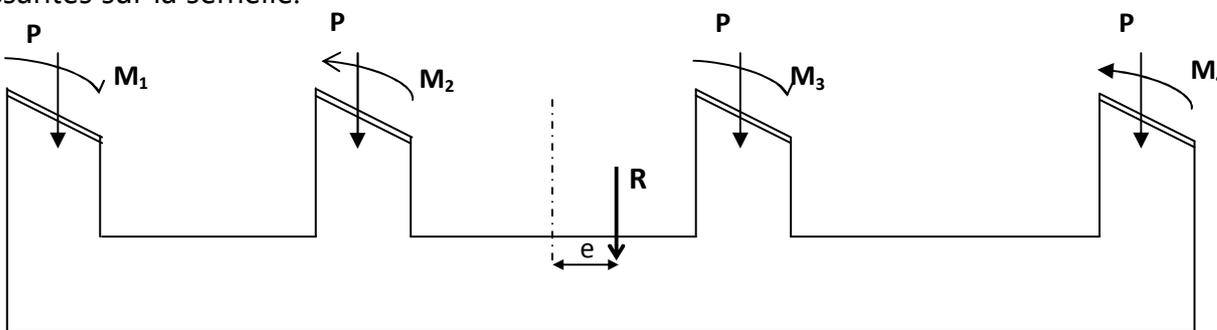


Fig. VIII-2-1-b) : Semelles filante sous poteaux

➤ **Etape de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

Soit le portique (B-B) du bloc gauche :

Tableau VIII-2-1-b : résultats des efforts revenant aux poteaux

Poteaux	N=G+Q (KN)	My(KN.m)	e _i	N × e _i
P1(34)	682,23	11,209	-12,575	-8579,04
P2(13)	1993,08	-4,563	-7,175	-14300,35
P3(30)	2167,79	- 6,542	0,075	162,58
P4(27)	1649,49	-4,693	5,475	9030,96
P5(24)	1202,65	- 2,946	8,975	10793,78
P6(21)	555,47	7,197	12,575	6985,04
	Σ=8250,71	Σ= -0,338		Σ= 4092,97

$$R = \sum N_i = 8250,71 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4092,97 - 0,338}{8250,71} = 0,49 \text{ m} \quad \mathbf{e = 0,49 \text{ m}}$$

Donc l'excentricité : **e = 0,49 m**

➤ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,49 \leq \frac{25,55}{6} = 4,26 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{8250,71}{25,55} \left(1 + \frac{6 \times (0,49)}{25,55} \right) = 360,08 \text{ K N/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{8250,71}{25,55} \left(1 - \frac{6 \times (0,49)}{25,55} \right) = 285,76 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{8250,71}{25,55} \left(1 + \frac{3 \times (0,49)}{25,55} \right) = 341,50 \text{ KN/ml}$$

➤ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{341,50}{200} = 1,71 \text{ m}$$

On opte pour **B = 1,75 m**

La surface totale des semelles filantes sous poteaux de bloc gauche et droite est

$$S_{p \text{ GD}} = (1,75 \times 25,55 \times 4) + (1,75 \times 32,65 \times 1) + (1,75 \times 29,05 \times 1) = 286,825 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{p \text{ tot GD}} = 286,825 \text{ m}^2}$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{S_{\text{tot GD}}} = S_{V_{\text{tot long}}} + S_{P_{\text{tot}}} = 57,86 + 286,825 = 344,685 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_{S_{\text{tot}}} = 344,685 \text{ m}^2}$$

La surface totale de bâtiment est : $\mathbf{S_{\text{bâtiment}} = 653,49 \text{ m}^2}$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{344,685}{653,49} = 0,5275$$

La surface totale des semelles représente **52,75 %** de la surface totale du bâtiment.

- La surface totale des semelles occupe une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, alors on opte pour un radier général.

VIII-2-2) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

a) Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm, $h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$

- Selon la condition forfaitaire :

- **Epaisseur du radier :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad h_d \geq \frac{725}{20} = 36,25 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

- **Hauteur des nervures :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur h_n qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \quad h_n \geq \frac{725}{10} = 72,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 75 \text{ cm}$.

- La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 0,4 \times 75 \leq b_n \leq 0,7 \times 75 \quad 30 \leq b_n \leq 52,5$$

Soit : $b_n = 50 \text{ cm}$

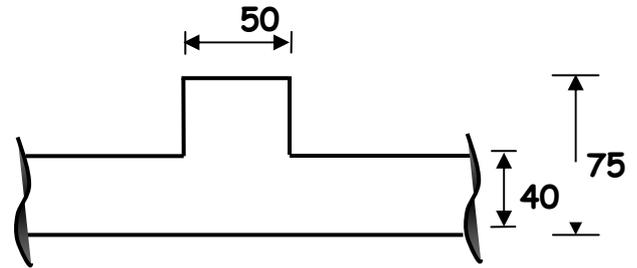
Donc les dimensions du radier sont les suivantes :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 50\text{cm}$ Largeur de la nervure.



b) Détermination des charge et surcharges :

➤ **Charges permanentes :** $S_{\text{bâtiment}} = 653,49 \text{ m}^2$

G1 : charge permanentes de la superstructure

$G_{BD} = 20296,96 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$G_{BG} = 28514,25 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$G1 = G_{BD} + G_{BG} = 20296,96 + 28514,25 = 48811,21 \text{ KN}$

G1 = G_{bât} = 48811,21 KN

G2 : charge permanentes de l'infrastructure : $G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}}$.

$G2 = (653,49 \times 0,40 \times 25) + (168,87 \times 0,40 \times 25) = 8012,51 \text{ KN}$

G2 = G_{rad} = 8012,51 KN

$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot h_n \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$

$P_n = [(0,35 \times 0,50 \times ((25,15 \times 5) + (28,65 \times 1) + (32,25 \times 1) + (10 \times 1) + (14 \times 1) + (14,515 \times 2) + (24,515 \times 4))) \times 25]$

$P_n = 1477,61 \text{ KN}$

$G_{\text{total}} = 48811,21 + 8012,51 = 56823,72 \text{ KN}$ **G_{total} = 56823,72 KN**

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Q1 : Surcharge de la superstructure

$Q_{BD} = 1312,69 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$Q_{BG} = 4443,43 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$Q1 = Q_{BD} + Q_{BG} = 1312,69 + 4443,43 = 5756,12 \text{ KN}$

Q1 = Q_{bât} = 5756,12 KN

Q2 : Surcharge de La base du bâtiment :

$Q2 = 713,31 \times 2,5 = 1783,27 \text{ KN}$ (DTR B.C.2/Art.7)

Q2 = Q_{rad} = 1783,27 KN

$Q_{\text{total}} = 5756,12 + 1783,27 = 7539,39 \text{ KN}$

Q_{total} = 7539,39 KN

❖ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 88021,11 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 64363,11 \text{ KN.}$

VIII-2-3) Détermination de la surface du radier :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V \leq \bar{\sigma}$$

- **A l'ELU :** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{88021,11}{1,33 \times 200} = 330,91 \text{ m}^2$

- **A l'ELS :** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64363,11}{200} = 321,81 \text{ m}^2$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 330,91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 653,49 \text{ m}^2 > S_{\text{nrad}} = 330,91 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$L_d \geq \max \left(\frac{h_{\text{net}}}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \quad L_d \geq \max \left(\frac{75}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 37,5 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de **L_{déb} = 50 cm** de chaque côté.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_r = 653,49 + 0,5L_i$$

$$S_r = 653,49 + (0,5 \times (15,015 + 26,05 + 10,29 + 4,21 + 4,225 + 4,30 + 10,95 + 26,05 + 10,45 + 8,10))$$

$$S_{\text{radier}} = 653,49 + 59,82 = 713,31 \text{ m}^2$$

S_{radier} = 713,31 m²

VIII-2-4) Détermination des efforts :**❖ Poids total du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

❖ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = 653,49 \times 0,40 \times 25 = 6534,90 \text{ KN}$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 6534,90 \text{ KN}$$

❖ Poids des nervures:

$$S_{ner} = ((25,15 \times 5) + (28,65 \times 1) + (32,25 \times 1) + (10 \times 1) + (14 \times 1) + (14,515 \times 2) + (24,515 \times 4)) \times 0,5$$

$$S_{ner} = 168,87 \text{ m}^2$$

$$P_{ner} = 168,87 \times 0,35 \times 25 = 1477,61 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = 1477,61 \text{ KN}$$

❖ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (713,31 - 168,87) \times 0,1 \times 25 = 1361,10 \text{ KN}. \quad (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{df} = 1361,10 \text{ KN}$$

❖ Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - e_{dalle} - e_p) \cdot \rho$$

$$P_{T.V.O} = [(713,31 - 168,87) \times (0,75 - 0,40 - 0,1)] \times 17 = 2313,87 \text{ KN}.$$

$$P_{T.V.O} = 2313,87 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou: } G_{rad} = 11687,48 \text{ KN}$$

❖ Charge permanentes de la superstructure à la base :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bât} = 11687,48 + 48811,21 = 60498,69 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{tot} = 60498,69 \text{ KN}}$$

❖ **Surcharge d'exploitation de la superstructure à la base :**

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bât}} + Q_{\text{rad}} = 5756,12 + 1783,27 = 7539,39 \text{ KN} \quad Q_{\text{total}} = 7539,39 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 92982,32 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 68038,08 \text{ KN.}$

VIII-3) Vérifications :

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration étant préjudiciable : (BAEL91 / Art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{92982,32 \times 1}{713,31} \times \frac{7,25}{2} = 472,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{472,53 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,31 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,03 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 15,78 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$I_{xx} = 12525,37 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 23219,59 \text{ m}^4$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \text{ et } \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

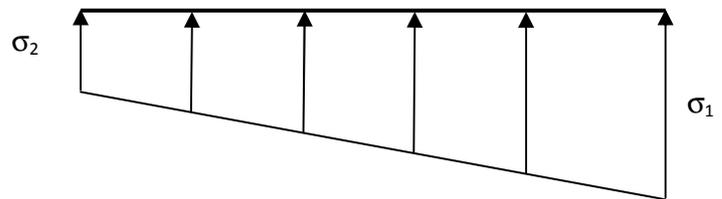


Fig. VIII-3₁ : Diagramme des contraintes

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{\text{sol}}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU** : à partir de L'ETABS on tire M_0 et T_0 .

$$M_x = 135616,27 + 6696,98 \times 0,75 = 140639,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_x = 140639,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{92982,32}{713,31} + \frac{140639,01}{23219,59} \times 12,03 = 203,22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{92982,32}{713,31} - \frac{140639,01}{23219,59} \times 12,03 = 57,50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 203,22 + 57,50}{4} = 166,79 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 2\sigma_{\text{sol}} &= 2 \times 200 = 400 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{68038,08}{713,31} + \frac{140639,01}{23219,59} \times 12,03 = 168,25 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{68038,08}{713,31} - \frac{140639,01}{23219,59} \times 12,03 = 22,52 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 168,25 + 22,52}{4} = 131,82 \text{ KN / m}^2 \\ \sigma_{sol} &= 200 \text{ KN / m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

- **ELU :**

$$M_Y = 148334,35 + 7201,09 \times 0,75 = 153735,17 \text{ KN .m}$$

$$\mathbf{M_Y = 153735,17 \text{ KN .m}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{92982,32}{713,31} + \frac{153735,17}{12525,37} \times 15,78 = 324,04 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{92982,32}{713,31} - \frac{153735,17}{12525,37} \times 15,78 = -63,33 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 324,04 - 63,33}{4} = 227,20 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{68038,08}{713,31} + \frac{153735,17}{12525,37} \times 15,78 = 289,06 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{68038,08}{713,31} - \frac{153735,17}{12525,37} \times 15,78 = -98,30 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 289,06 - 98,30}{4} = 192,22 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-4) Ferrailage des panneaux :

Nous distinguons deux cas :

▪ **1^{er} Cas**

$\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

▪ **2^{eme} Cas :**

$0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VIII-4-1) Identification du panneau le plus sollicité :

$$v = 0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,50}{7,25} = 0,760 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

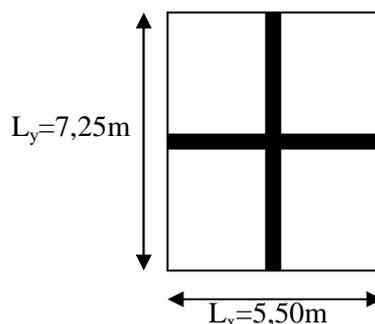


Fig. VII.4.1 : Entre axes du panneau le plus

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

- **A l'ELU :** $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 227,20 - \frac{11687,48}{713,31} = 210,81 \text{ KN/m}^2$

- **A l'ELS :** $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 192,22 - \frac{11687,48}{713,31} = 175,83 \text{ KN/m}^2$

a) Calcul à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

On obtient : $q_{um} = 210,81 \text{KN/m}$

$$M_x = 0,0608 \times 210,81 \times 5,5^2 = 387,72 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,5274 \times 387,72 = 204,48 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront multipliés de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

➤ **Ferraillage dans le sens x-x :**

Moments aux appuis Moments en travée

$$\begin{aligned} M_{ua} &= (0,5) \cdot M_x & M_{ut} &= (0,75) \cdot M_x \\ M_{ua} &= (0,5) \times 387,72 & M_{ut} &= (0,75) \times 387,72 \\ M_{ua} &= 193,86 \text{KN.m} & M_{ut} &= 290,79 \text{KN.m} \end{aligned}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{193,86 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,106 \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{193,86 \times 10^2}{0,944 \times 36 \times 34,8} = 16,39 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 16,39 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 20 = 18,84 cm² avec un espacement 17 Cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{290,79 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,158 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,158 \Rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{290,79 \times 10^2}{0,914 \times 36 \times 34,8} = 25,39 \text{mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 25,39 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 25 = 29,46 cm² avec un espacement 17 Cm

➤ **Ferrailage dans le sens Y-Y :**

Moments aux appuis Moments en travée :

$$\begin{aligned} M_{ua} &= (0,5) \cdot M_y & M_{ut} &= (0,75) \cdot M_y \\ M_{ua} &= (0,5) \times 204,48 & M_{ut} &= (0,75) \times 204,48 \\ M_{ua} &= 102,24 \text{ KN.m} & M_{ut} &= 153,36 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102,24 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,20} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{102,24 \times 10^2}{0,971 \times 36 \times 34,8} = 8,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 8,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 14 = 9,23 cm² avec un espacement 17 Cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{153,36 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,20} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{153,36 \times 10^2}{0,956 \times 36 \times 34,8} = 12,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 12,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5 HA 20 = 15,70 cm² avec un espacement 20 cm

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,8\%_0 \text{ (Acier HA FeE400)}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,76}{2} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 29,46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Calcul à l'ELS :

➤ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$v = 0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,50}{7,25} = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

$$q_{sm} = 175,83 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = 0,0672 \times 175,83 \times 5,5^2 = 357,43 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,658 \times 357,43 = 235,20 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront multipliés de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

➤ **Moments aux appuis Moments en travée :**

▪ **Sens x-x :**

$$M_{sa} = (0,5) \times 357,43 = 178,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 357,43 = 268,07 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$M_{sa} = (0,5) \times 235,20 = 117,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 235,20 = 176,40 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{193,86}{178,72} = 1,085 \quad \text{et} \quad \mu = 0,106 \rightarrow \alpha = 0,1404$$

$$\alpha = 0,1404 < \frac{1,085 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{290,79}{268,07} = 1,058 \quad \text{et} \quad \mu = 0,158 \rightarrow \alpha = 0,914$$

$$\alpha = 0,2223 < \frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

VIII-4-2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur **L = 50cm**, soumise à une charge uniformément répartie

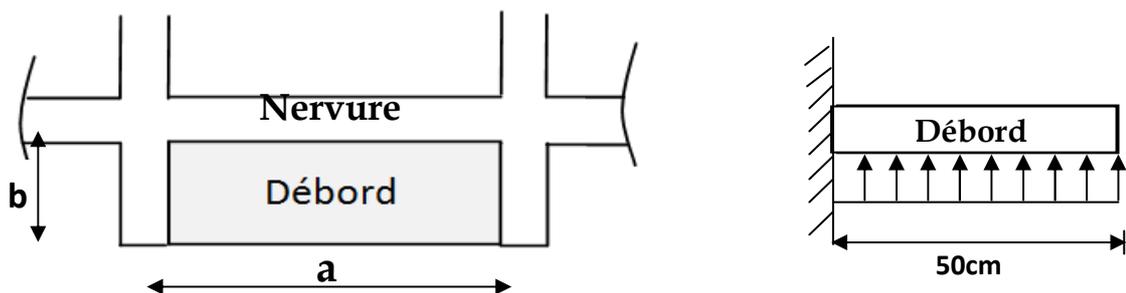


Fig. VIII-4-2: Schéma statique du débord

a) **Sollicitation de calcul :**

- **A l'ELU :** $q_u = 210,81 \text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-210,81 \times 0,5^2}{2} = -26,35 \text{KN.m}$$

- **A l'ELS :** $q_s = 175,83 \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-175,83 \times 0,5^2}{2} = -21,98 \text{KN.m}$$

b) Calcul des armatures a l'ELU :➤ **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,35 \times 10^2}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,35 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}12 / \text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification à l'ELU :➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26,35}{21,98} = 1,20$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21,98 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_s = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII-4-3) Ferrailage des nervures :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées.

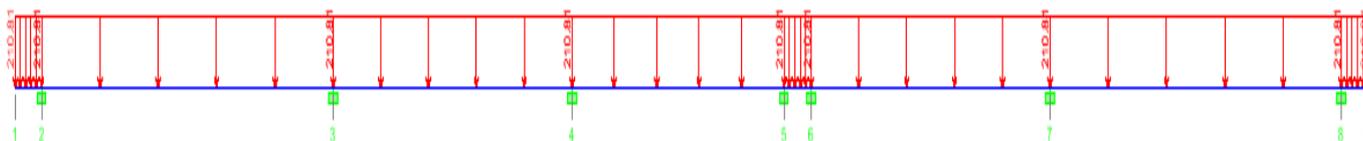
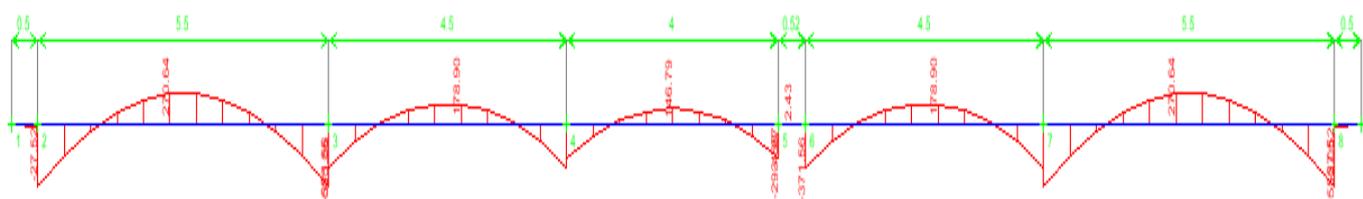
➤ **Sollicitations de calcul :**

- **A L'ELU** : $q_u = 210,81 \text{ kN} / \text{m}^2$.

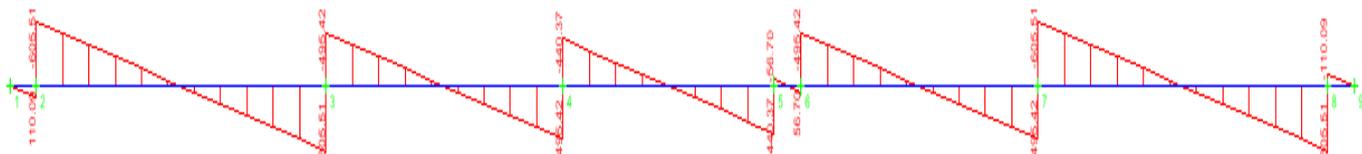
- **A L'ELS** : $q_s = 175,83 \text{ kN} / \text{m}^2$.

➤ **Détermination des moments fléchissant :**

Pour le calcul les moments fléchissant et les efforts tranchant, on utilise le logiciel ETABS.

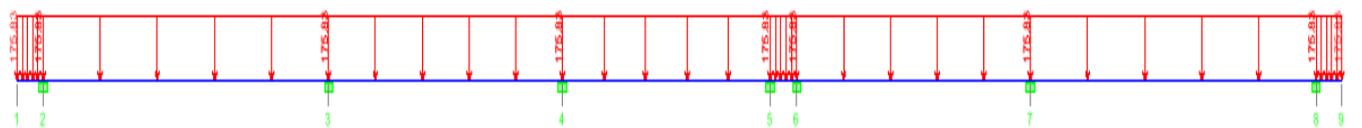
• **Sens longitudinal :****ELU :**• **Schémas statique de calcul des moments fléchissant :**• **Diagramme des moments fléchissant sur la nervure :**

- Diagramme des efforts tranchants sur la nervure :

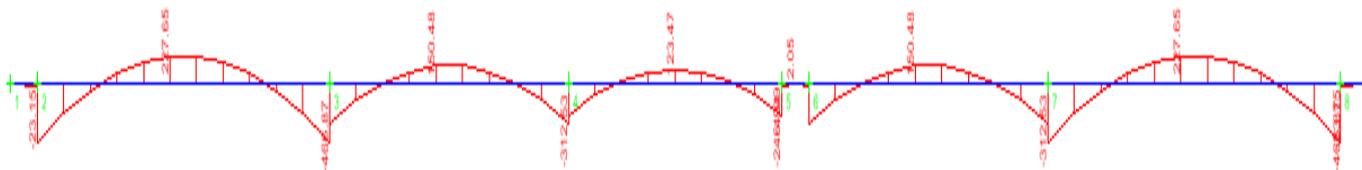


ELS :

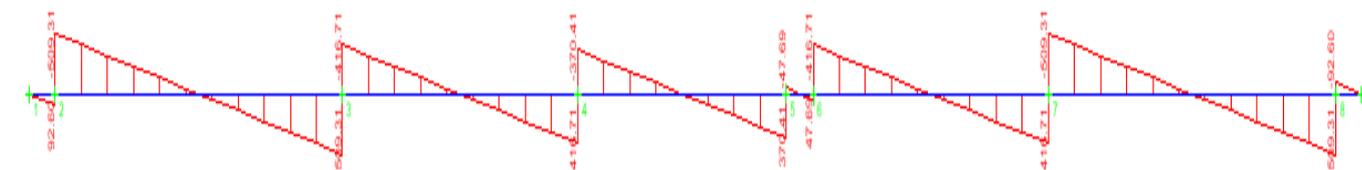
- Schémas statique de calcul des moments fléchissant :



- Diagramme des moments fléchissant sur la nervure :



- Diagramme des efforts tranchants sur la nervure :



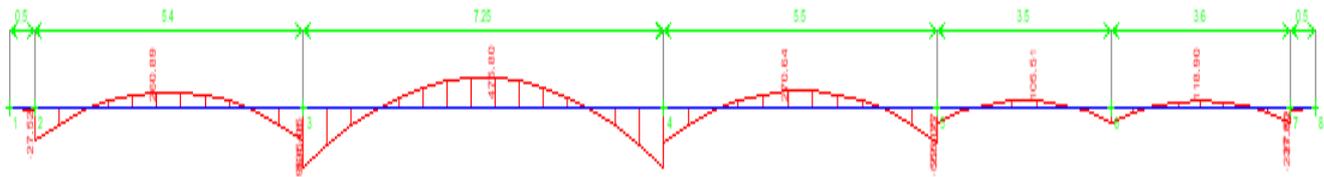
- **Sens transversale :**

ELU :

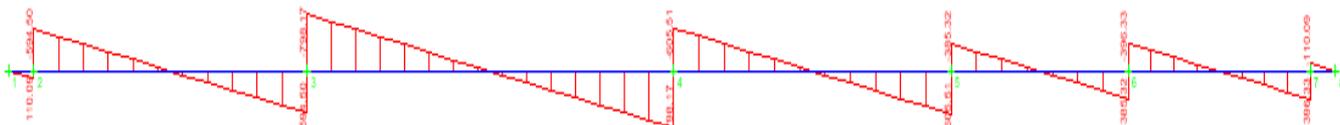
- Schémas statique de calcul des moments fléchissant :



- Diagramme des moments fléchissant sur la nervure :

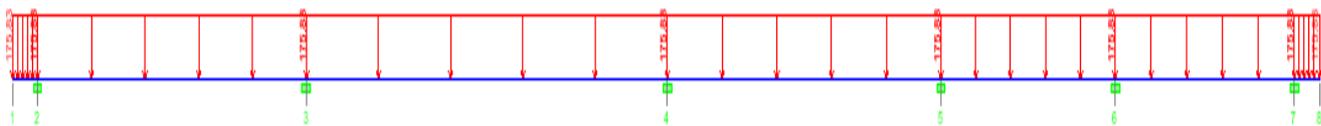


- Diagramme des efforts tranchants sur la nervure :

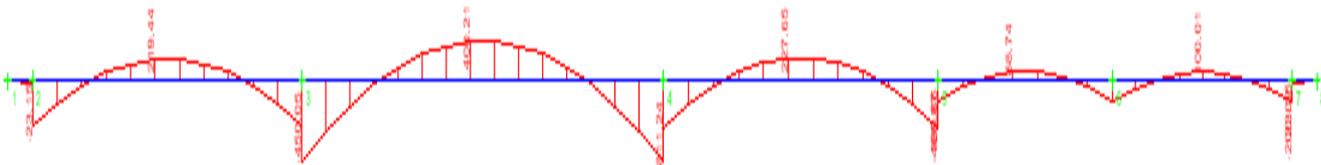


ELS :

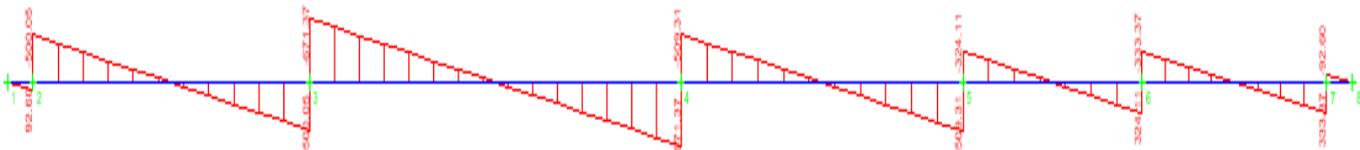
- Schémas statique de calcul des moments fléchissant :



- Diagramme des moments fléchissant sur la nervure :



- Diagramme des efforts tranchants sur la nervure :



○ **Résumé des moments :**

• **Sens longitudinal :**

- **Aux appuis**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)	M ₆ (KN.m)	M ₇ (KN.m)
ELU	27,52	555,05	371,56	293,58	371,56	555,05	555,05
ELS	23,15	466,87	312,53	246,94	312,53	312,53	466,87

- **En travées :**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)	M ₆ (KN.m)
ELU	270,64	178,90	146,79	2,43	178,90	270,64
ELS	277,65	150,48	123,47	2,05	150,48	227,65

• **Sens transversale :**

- **Aux appuis**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)	M ₆ (KN.m)
ELU	27,52	963,54	963,54	555,05	224,77	237,80
ELS	23,15	450,05	811,24	466,87	169,06	200,02

- **En travées :**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)
ELU	260,89	475,80	270,64	105,51	118,90
ELS	219,44	400,21	227,65	88,74	100,01

d) Ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées .

$$ELU \begin{cases} (X-X) : M_t^{\max} = 270,64 \text{ KN.m} , M_a^{\max} = 555,05 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t^{\max} = 270,64 \text{ KN.m} , M_a^{\max} = 555,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{\max} = 475,80 \text{ KN.m} , M_a^{\max} = 963,54 \text{ KN.m} \text{ (travée de 7,25m)}$$

$$EL S \begin{cases} (X-X) : M_t^{\max} = 227,65 \text{ KN.m} , M_a^{\max} = 466,87 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t^{\max} = 400,21 \text{ KN.m} , M_a^{\max} = 811,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :**

b=50cm; d=70 cm ; $f_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

		M_u (KN.m)	μ_b	Obs	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	CHOIX	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$	St (cm)
SENS X-X	travée	270,64	0,078	SSA	0,959	11,58	8HA16	16,08	15
	appui	555,05	0,160	SSA	0,912	24,98	8HA20	25,12	15
SENS Y-Y	travée	270,64	0,078	SSA	0,959	11,58	8HA16	16,08	15
	appui	555,05	0,160	SSA	0,912	24,98	8HA20	25,12	15
	Travée(7,25)	475,80	0,136	SSA	0,927	20,36	8HA20	25,12	15
	Appui(7,25)	963,54	0,276	SSA	0,835	47,37	10HA25	49,10	15

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art . A . 4 . 2 . 1):**

Sens longitudinal et transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 50 * 70 * \frac{2,1}{400} = 4,22\text{cm}^2$$

$$A_u = 16,08\text{cm}^2 > A_{\min}=4,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art. A . 5. 1. 221) :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

-Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{605,51 \times 1000}{500 \times 750} = 1,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

-Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{798,17 \times 1000}{500 \times 750} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
(BAEL 91 / Art : A. 5 .1 .3)

✓ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 700 \times 500 = 2100000 \text{ N}$$

$$V_u = 798,17 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2100 \text{ KN}$$

✓ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

Sens longitudinal et transversal :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(798,17 \times 10^3 + \frac{-963,54 \times 10^6}{0,9 \times 700} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 18,09 \text{ cm}^2 \geq -21,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Les armatures calculées sont suffisantes}$$

e) Armatures transversal :

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

• **Espacement des armatures :** (RPA 99/ Art 7.5.2.2)

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 18,75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} \quad \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37,50 \text{ cm} ; \quad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 2,25 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour (2cadres)}$$

f) Armatures de peau : (BAEL91/ Art 4.5.34) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à 3 cm²/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 75 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Soit : **2HA12** avec des épingles **HA8** tous les 50cm.

g) Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens longitudinal et transversal :

- ✓ **En travée :**

$$M_u = 475,80 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 400,21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{475,80}{400,21} = 1,19$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{400,21 \times 10^3}{50 \times 70^2 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 \rightarrow \alpha = 0,1546$$

$$\alpha = 0,1546 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

La condition est vérifiée.

✓ **Aux appuis :**

$$M_u = 963,54 \text{ KN.}$$

$$M_s = 450,05 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{963,54}{450,05} = 2,14$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{450,05 \times 10^3}{50 \times 70^2 \times 14,2} = 0,130$$

$$\mu = 0,130 \rightarrow \alpha = 0,1748$$

$$\alpha = 0,1748 < \frac{2,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,82 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée, donc il n y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

❖ **Ferrailage de la nervure transversale qui porte deux poteaux :**

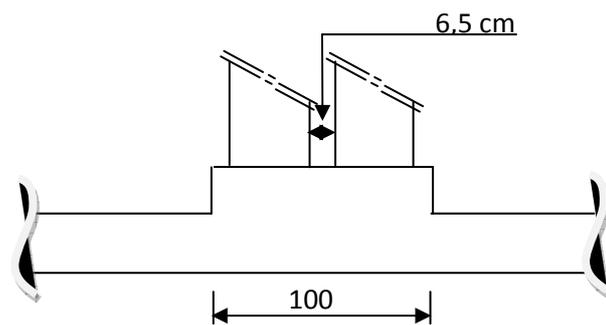
On a : $b = 100 \text{ cm}$,

$h_n = 75 \text{ cm}$

➤ **Sollicitations de calcul :**

- **A L'ELU** : $q_u = 210,81 \text{ kN} / \text{m}^2$.

- **A L'ELS** : $q_s = 175,83 \text{ kN} / \text{m}^2$.

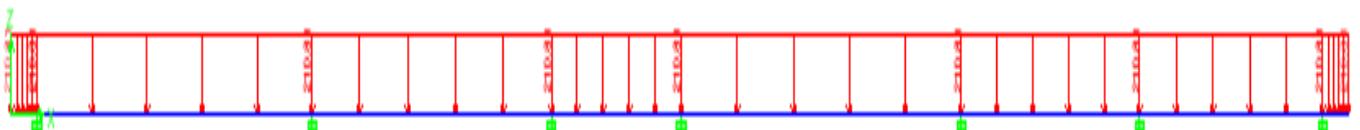


➤ **Détermination des moments fléchissant :**

Pour le calcul les moments fléchissant et les efforts tranchant, on utilise le logiciel ETABS.

ELU :

- Schémas statique de calcul des moments fléchissant



○ **Résumé des moments :**

- **Aux appuis**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)	M ₆ (KN.m)	M ₇ (KN.m)
ELU	28,70	557,83	422,58	578,68	578,68	247,22	28,70
ELS	24,32	472,83	358,19	490,50	490,50	210,15	24,32

- **En travées :**

combinaisons	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)	M ₅ (KN.m)	M ₆ (KN.m)
ELU	272	211,29	62,20	282,17	110	123,96
ELS	230,055	179,09	52,72	239,17	93,24	105,07

➤ **Calcul des armature :**

On a : b=100 cm , d=70cm

$$(y - y) \left\{ \begin{array}{l} ELU : M_t^{\max} = 282,17 \text{ KN} \cdot \text{m} , M_a^{\max} = 578,68 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ ELS : M_t^{\max} = 239,17 \text{ KN} \cdot \text{m} , M_a^{\max} = 490,50 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures principales :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{578,68 \times 10^2}{100 \times 70^2 \times 1,42} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (S.S.A)$$

$$\text{Du tableau : } \mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{578,68 \times 10^2}{0,956 \times 70 \times 34,8} = 24,85 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA20 A=25,12cm² avec : st = 18cm

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{282,17 \times 10^2}{100 \times 70^2 \times 1,42} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (S.S.A)$$

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{282,17 \times 10^2}{0,980 \times 70 \times 34,8} = 11,82 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 A=12,06cm² avec : st = 18cm

✚ **Exigences du RPA 99 pour les armatures longitudinales :**
(Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Travée : $A_{\text{atotal}} = 12,06\text{cm}^2 < 0,005 \times b \times h = 37,5\text{cm}^2$.

Appuis : $A_{\text{atotal}} = 25,12\text{cm}^2 < 0,005 \times b \times h = 37,5\text{cm}^2$.

✚ **Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité** (BAEL 91/Art A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 100 * 75 * \frac{2,1}{400} = 9,06\text{cm}^2$$

$$A_u = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement** (BAEL 91/ Art. A . 5. 1. 221) :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{631,29 \times 1000}{1000 \times 750} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (BAEL 91/ Art : A.5.1.3)

✓ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 700 \times 1000 = 4200000 \text{ N}$$

$$V_u = 631,29 \text{ KN} < \bar{V}_u = 4200 \text{ KN}$$

✓ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} \left(631,29 \times 10^3 + \frac{-578,68 \times 10^6}{0,9 \times 700} \right)$$

$$A_{\text{appui}} = 8,25 \text{ cm}^2 \geq 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Les armatures calculées sont suffisantes}$$

➤ **Armatures transversal :**

Diamètre minimal : selon le BAEL 91

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33mm \quad \text{On prend } \phi_t = 10mm$$

Espacement des armatures : (RPA 99/ Art 7.5.2.2)

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 18,75 \text{ cm} ; 19,20 \text{ cm} \} \quad \text{On prend } S_t = 10cm$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37,50cm ; \quad \text{On prend : } S_t = 15cm$$

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 100 = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ cadres})$$

✚ **Armatures de peau :** (BAEL91/ Art 4.5.34) :

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 75 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc, Soit : 2HA12 / avec des épingles **HA8**.

✚ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ **En travée :**

$$M_u = 282,17 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 239,17 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{282,17}{239,19} = 1,18$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{239,17 \times 10^3}{100 \times 70^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

Condition vérifiée.

✓ **Aux appuis :**

$$M_u = 578,68 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 490,50 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{578,68}{490,50} = 1,18$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{490,50 \times 10^3}{100 \times 70^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$\mu = 0,070 \rightarrow \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

Condition vérifiée.

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Annexes

5. Conclusions et recommandations

Compte tenu de l'analyse visuelle, ainsi que les différents résultats obtenus lors des différentes campagnes de reconnaissance in situ et dans l'attente des autres résultats de laboratoire, nous préconisons :

- Des fondations du type semelles filantes croisées ou encore de type radier général.
- Une profondeur d'ancrage dépassant les 2,00 mètres environ pour l'ensemble des ouvrages du site par rapport à la plateforme naturelle actuelle (avant terrassements généraux) et un ancrage dépassant les 6,40 mètres pour les autres ouvrages se trouvant au Sud du site et désignée par la ligne des points pénétrométriques P23; P24; et P26.
- Une contrainte de service de 2,00 bars pourra être adoptée pour l'ensemble du site.
- Les tassements qui résulteront des ouvrages projetés seront alors admissibles et se résorberont en grande partie lors de la réalisation du projet.
- Lors de la réalisation des sondages carottés nous n'avons relevé aucune présence de nappe phréatique à la date du 21 au 24 Octobre 2009. Néanmoins, il y a lieu de prévoir un drainage adéquat et un étaielement suffisant pour la protection des parois des fouilles, surtout en période de pluie.
- Dans le cas de la réalisation de murs de soutènement sur la partie Sud du site, il est recommandé de prévoir des ouvrages de 4,50 mètres de hauteur maximum avec des bermes de 3,50 m à 4,00 mètres de large pour les murs élancés.

Nous restons à votre entière disposition pour de plus amples renseignements.

Le chargé de l'étude

OMEGA CONSULT

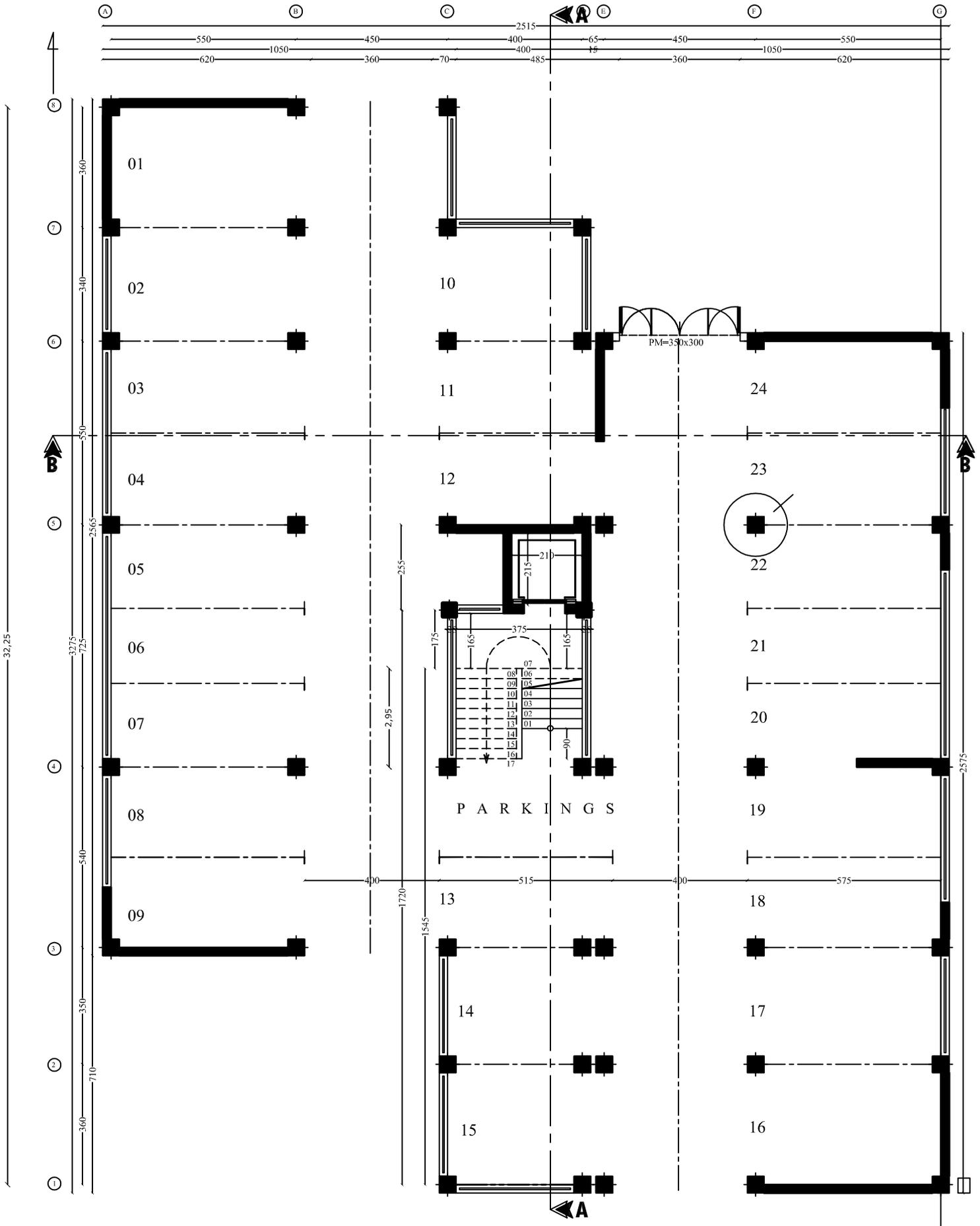
10, St. Pierre Saint Charles
20, Mareuil St Maurice Rais ALGER
Tél : 021 46 18 - 070 51 13 43


M. BENMOSBAH

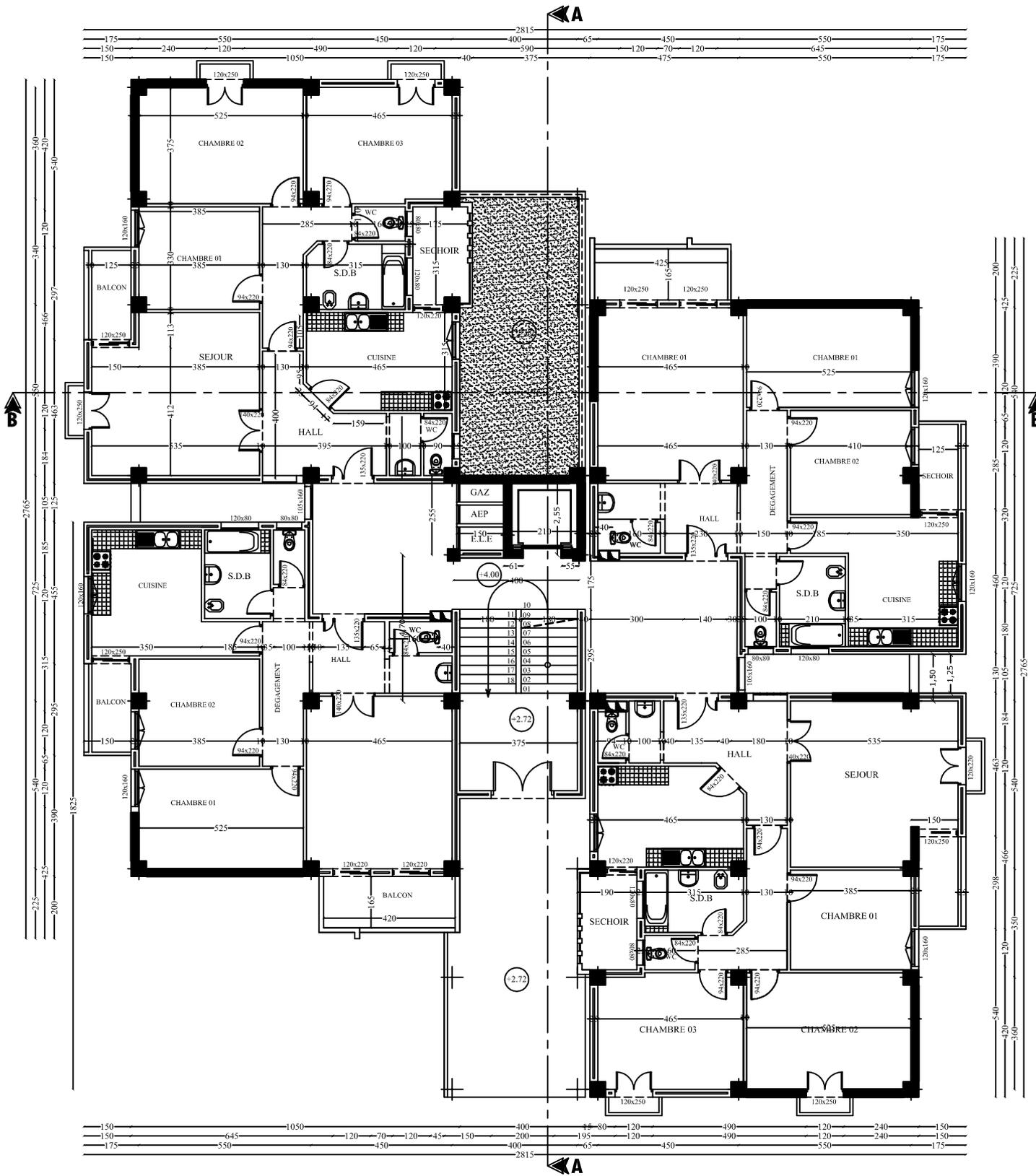
Plans d'architecture

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



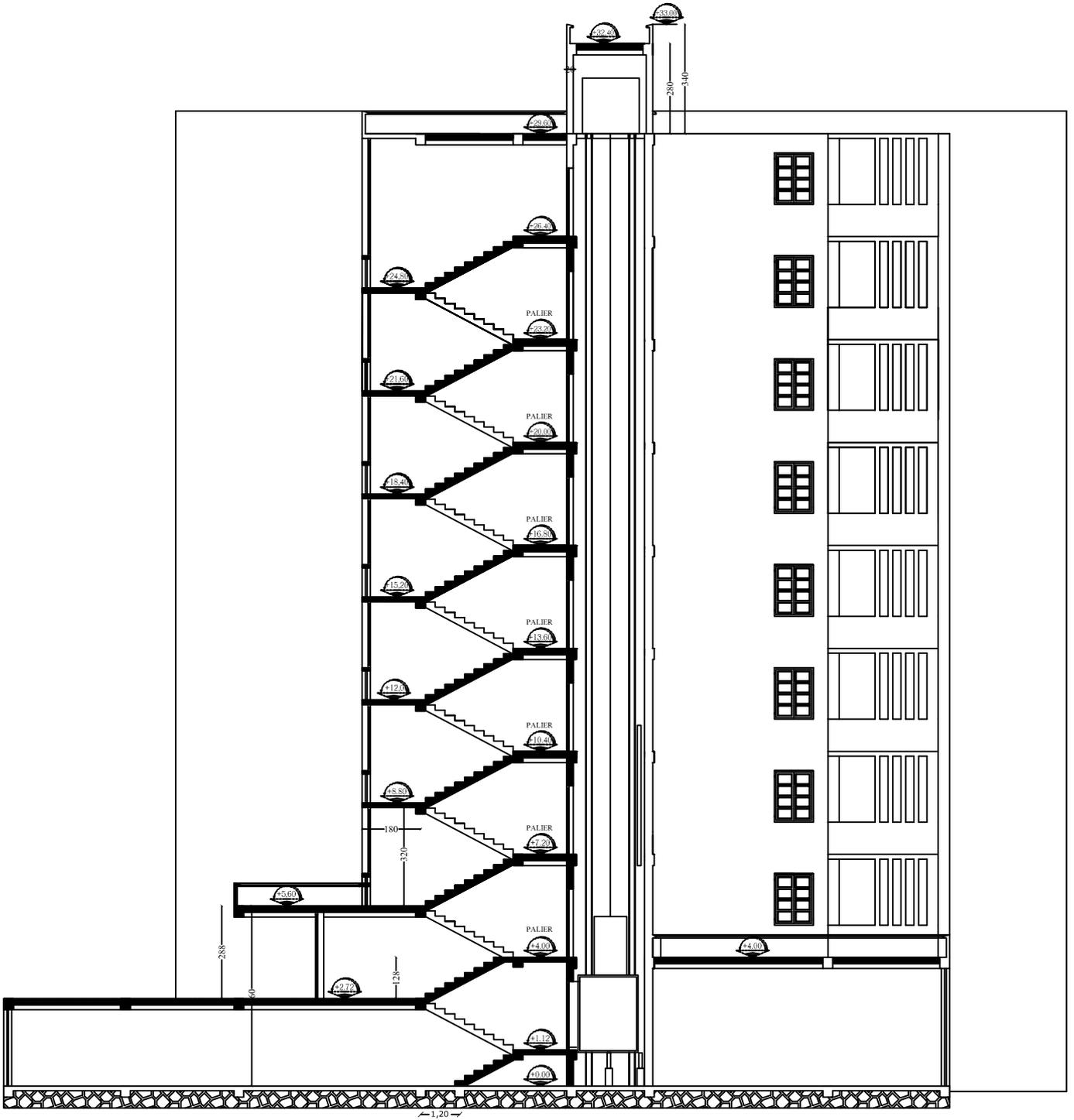
PLAN DU R.D.C



PLAN DE 1ER ETAGE

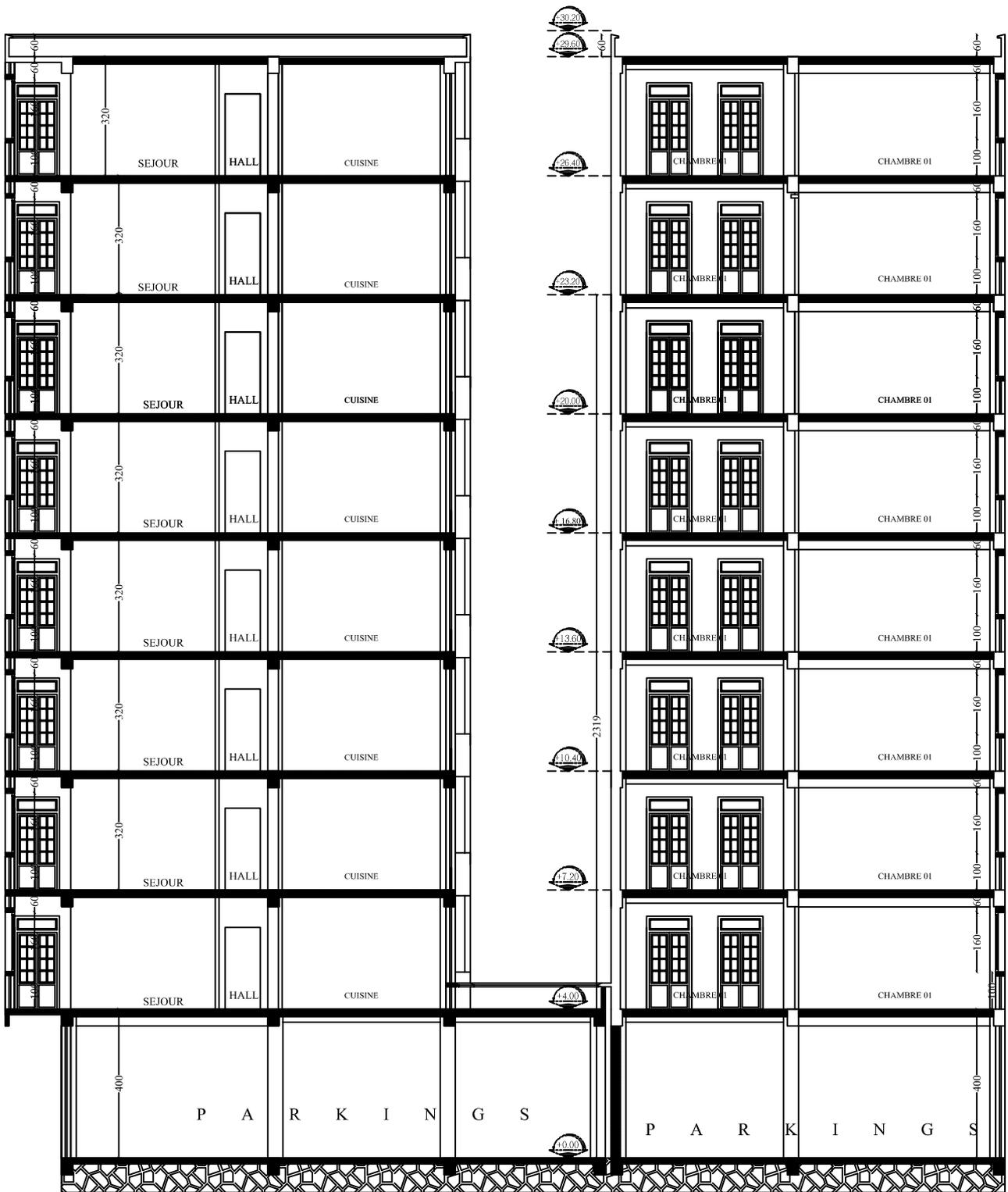
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE A-A

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

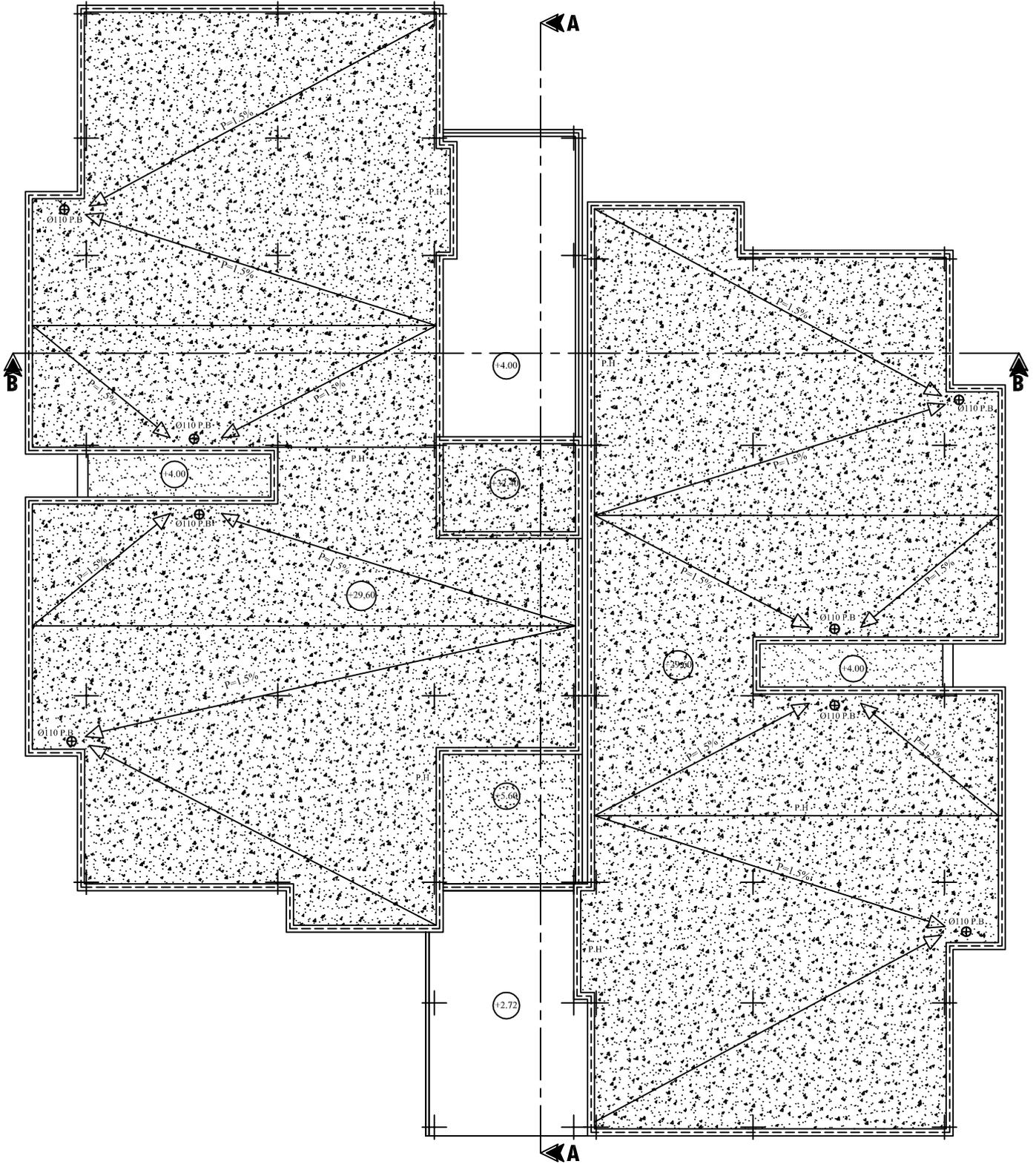


COUPE B-B

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

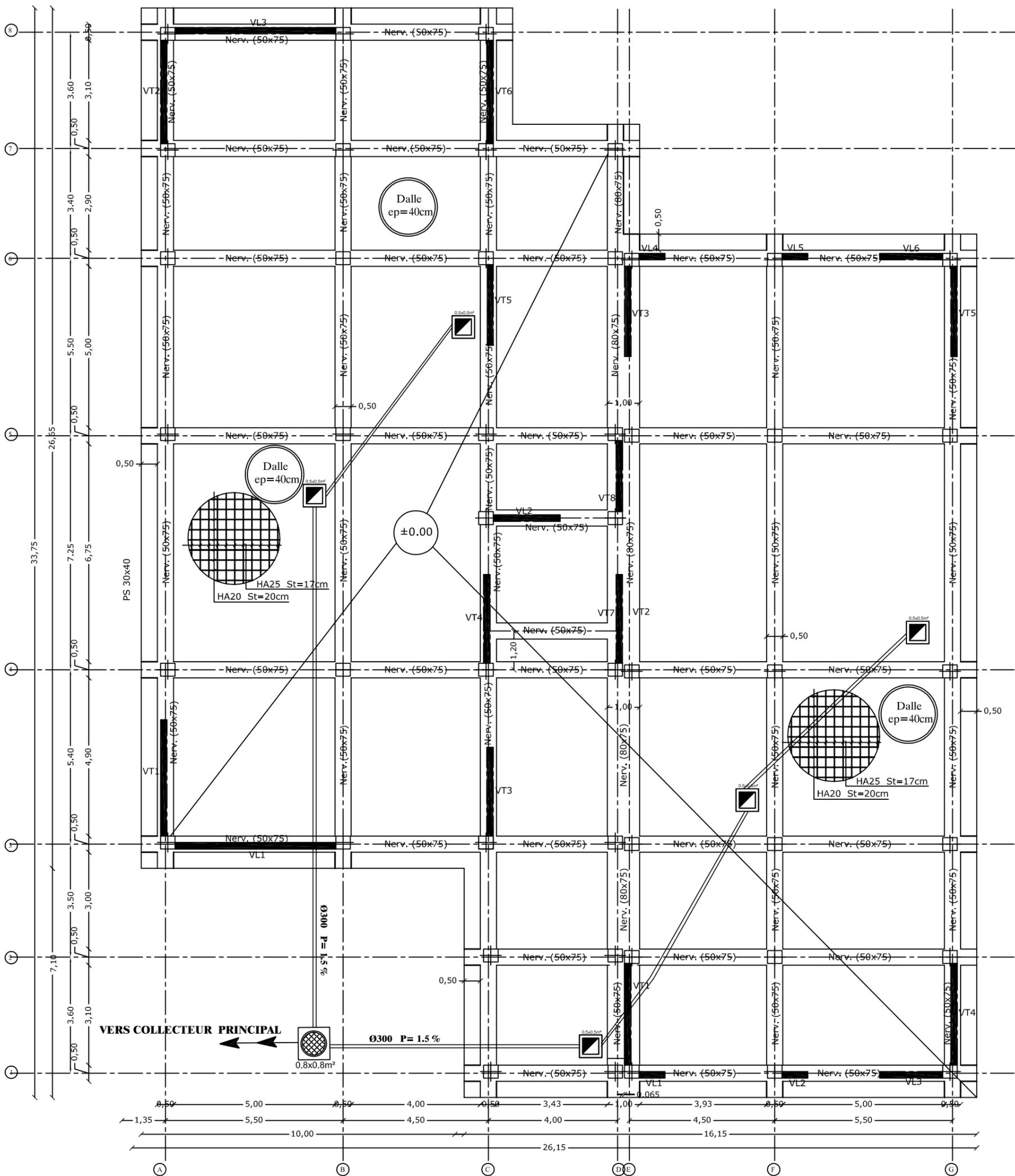


PLAN DE TOITURE

Plans d'exécution

PLAN DE FONDATION

Niveau: ±0.00



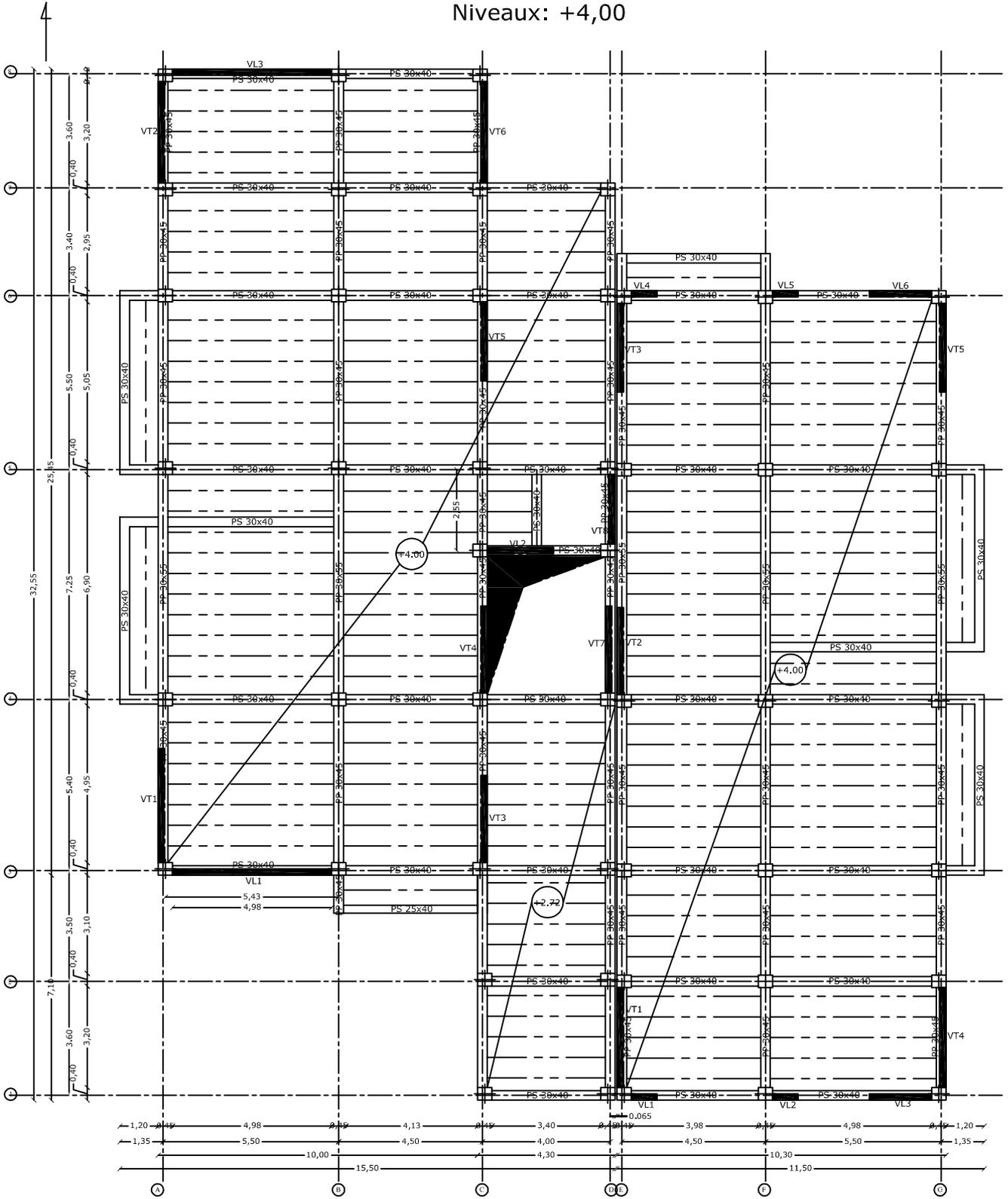
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mlle MOULA LYDIA. Mlle : ADJAZ LYNDIA Mlle : HAMMADI NASSIMA	TITRE: PLAN DE COFFRAGE FONDATION	
DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT.H	PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° ECHELLE

Plan de coffrage

Niveaux: +4,00

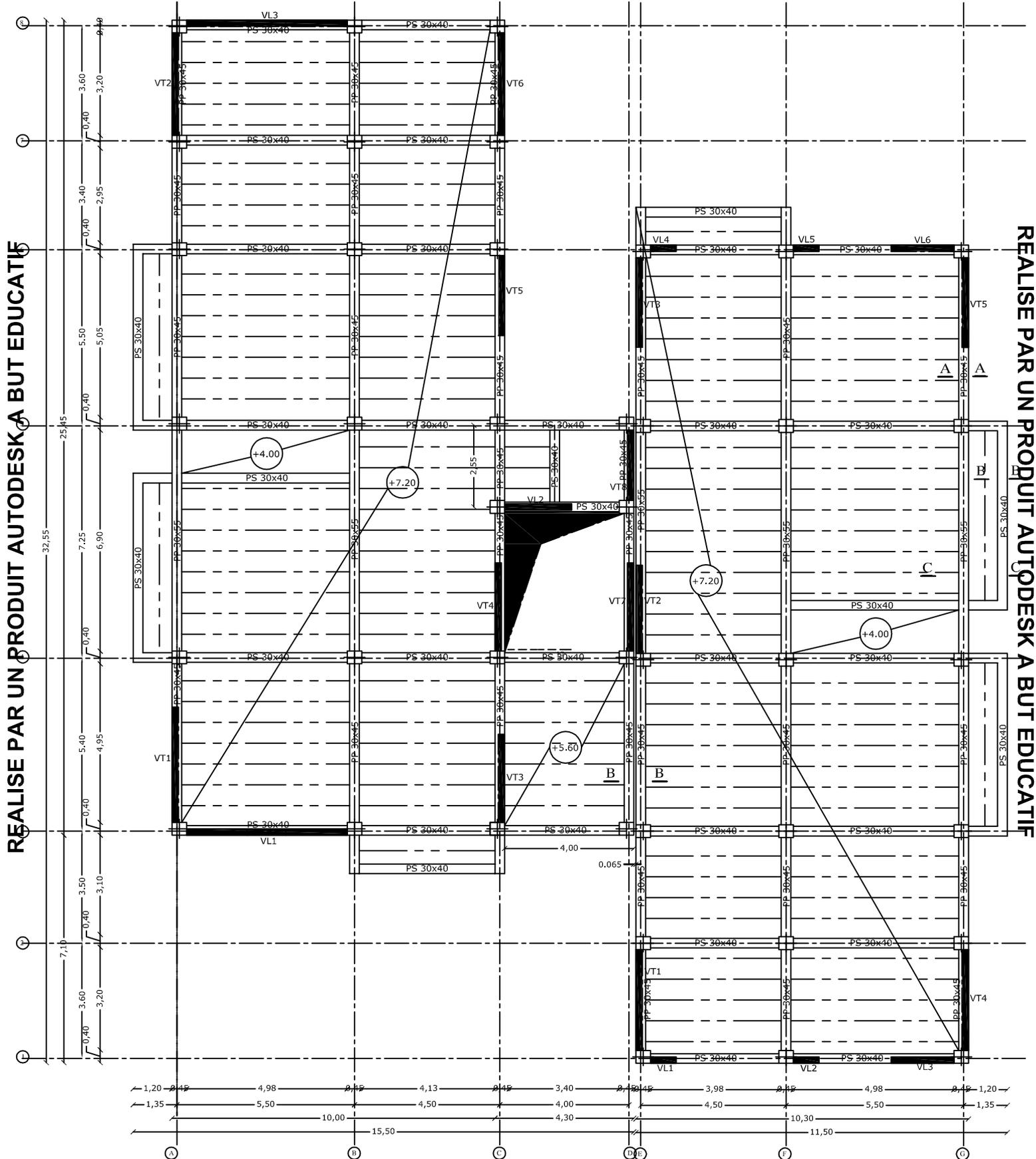


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Plan de coffrage

Niveau: +7,20



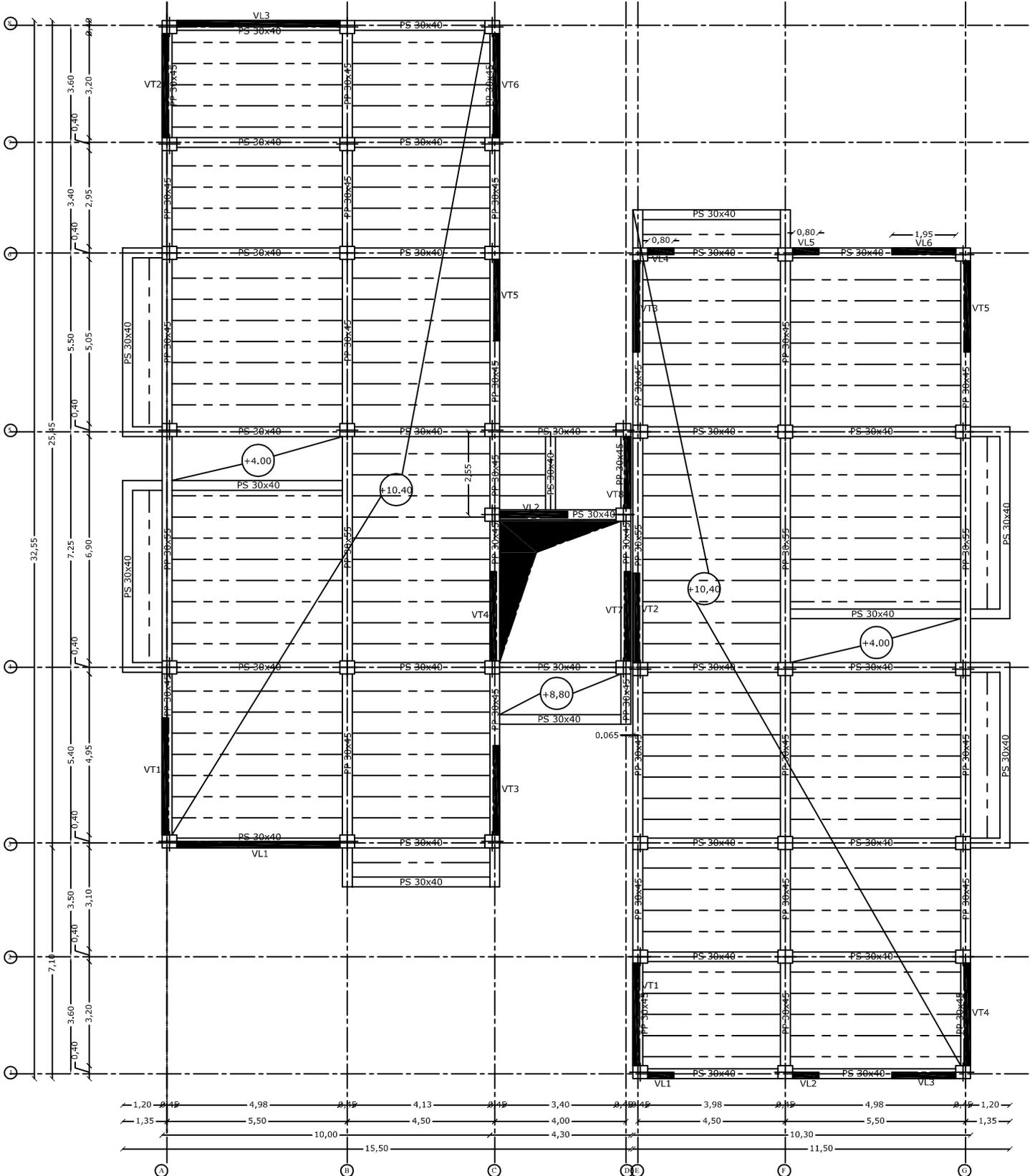
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Plan de coffrage Niveaux:

+10.40/+13.60/+16.80/+20.00/+23.20/+26.40

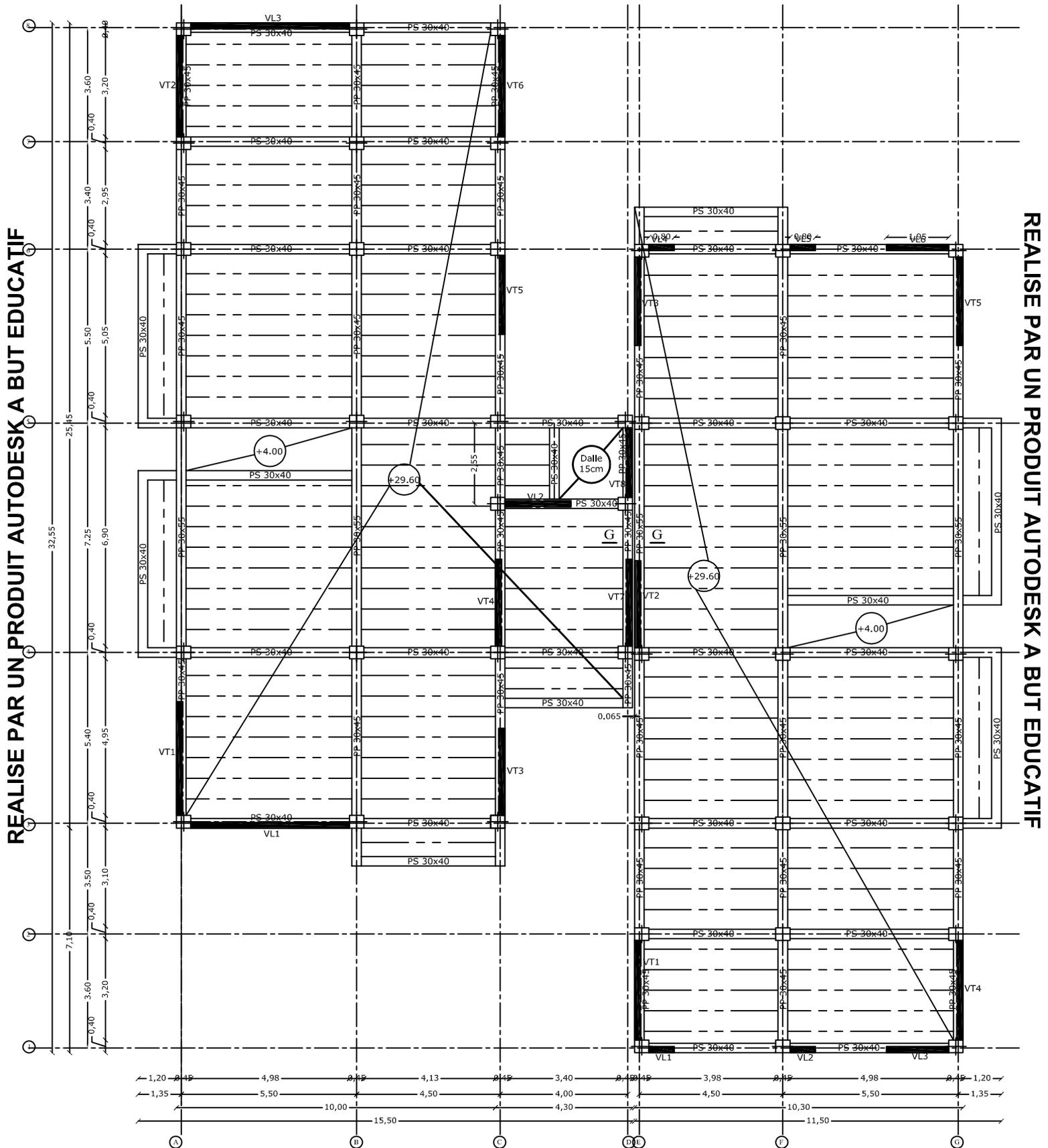
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Plan de coffrage

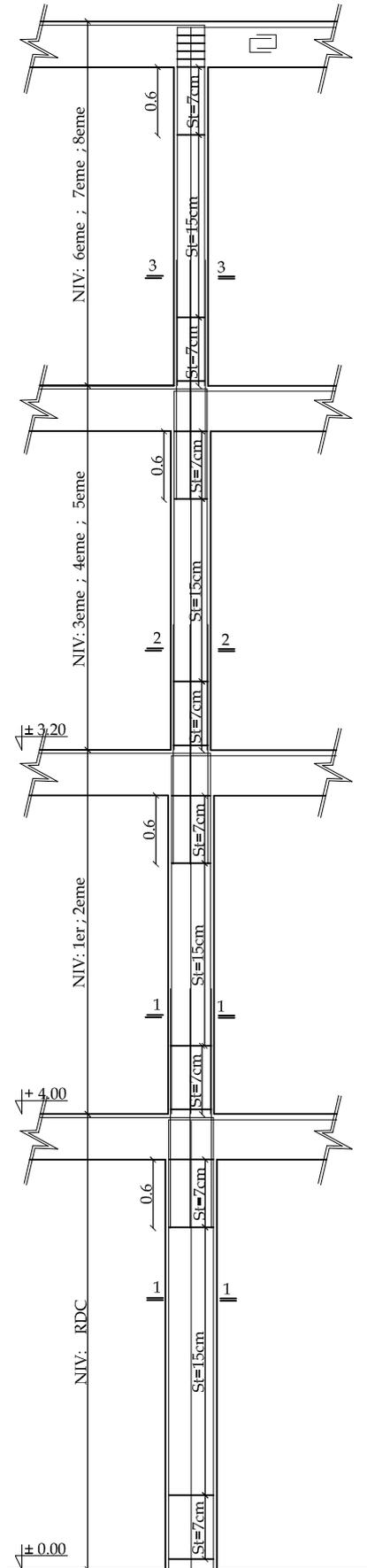
Niveau: +29.60



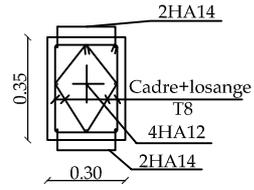
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

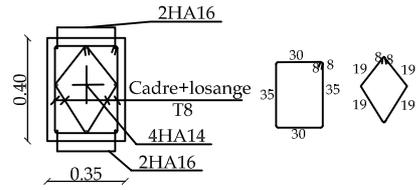
Coupe Longitudinale sur Poteau



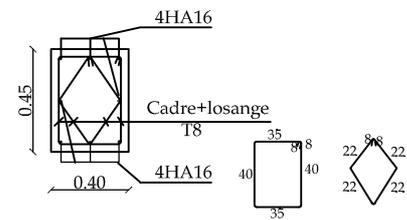
Coupe 3-3



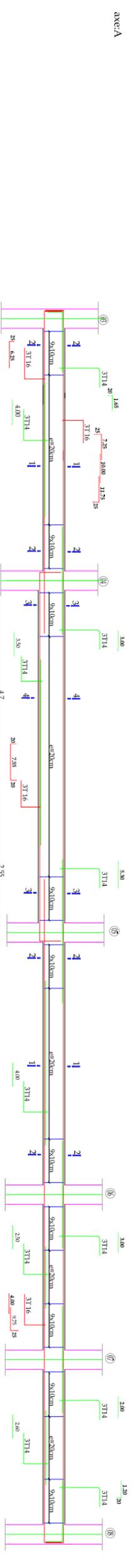
Coupe 2-2



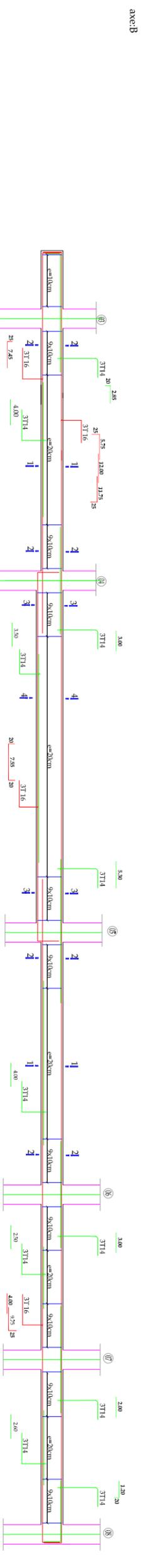
Coupe 1-1



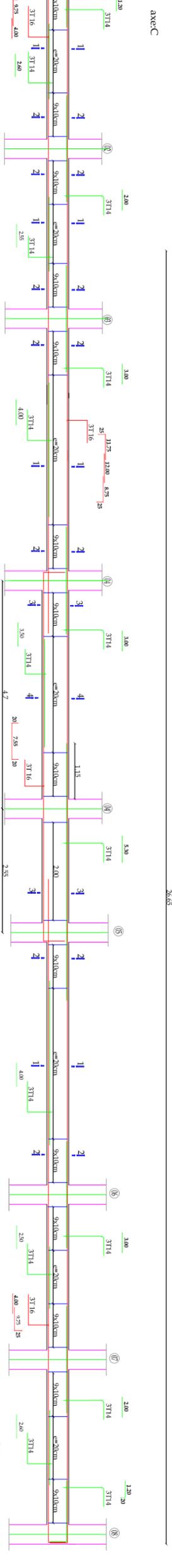
POUTRES PRINCIPALES (30X45) et (30X55) NIVEAU +4,00



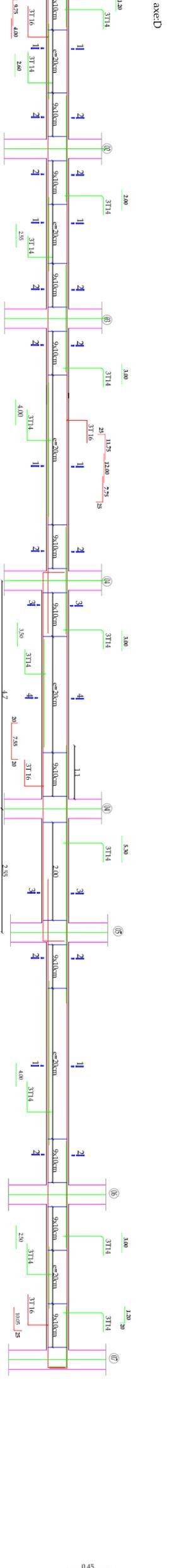
Coupe 3-3



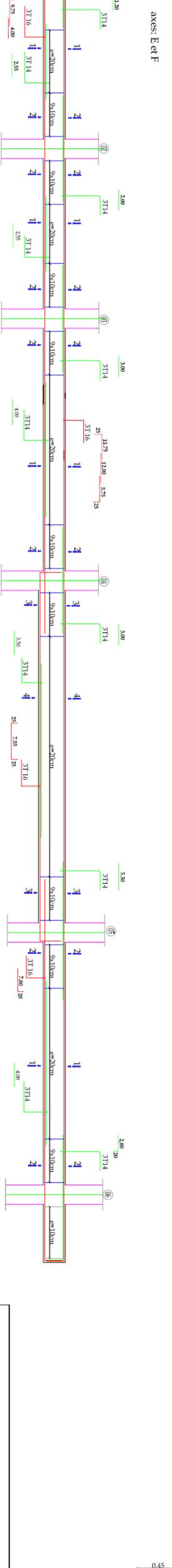
Coupe 4-4



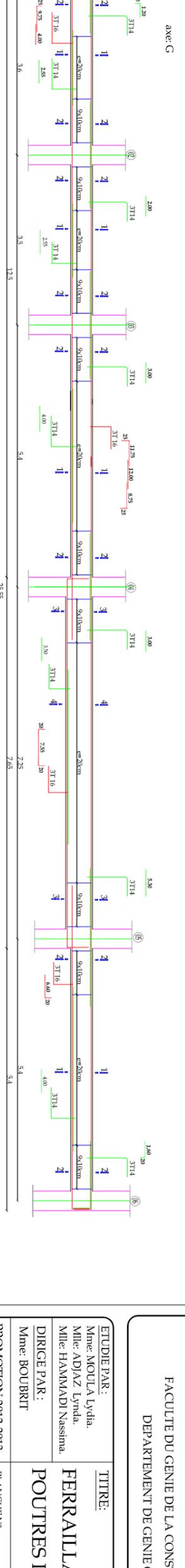
Coupe 1-1



Coupe 2-2



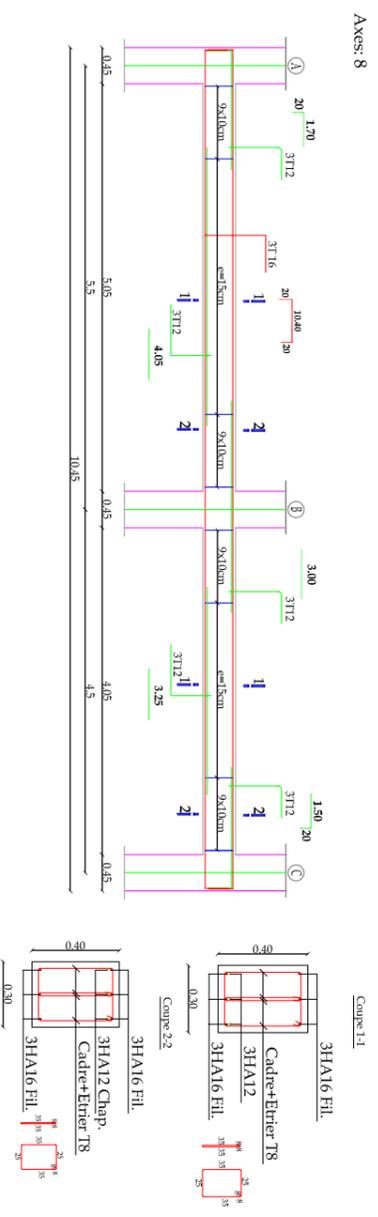
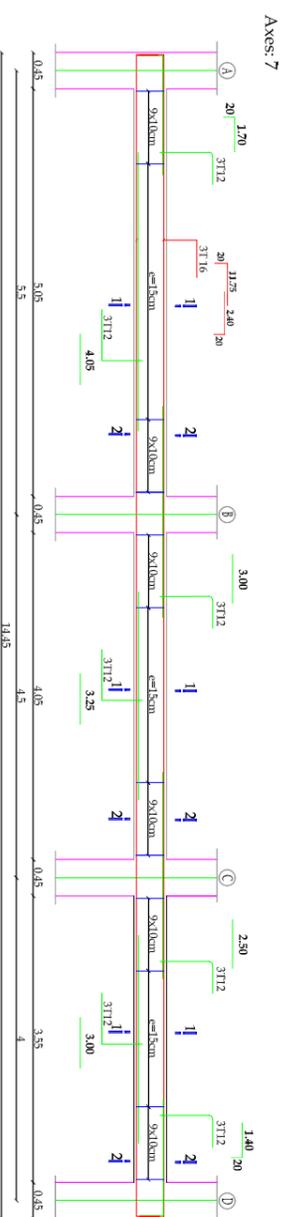
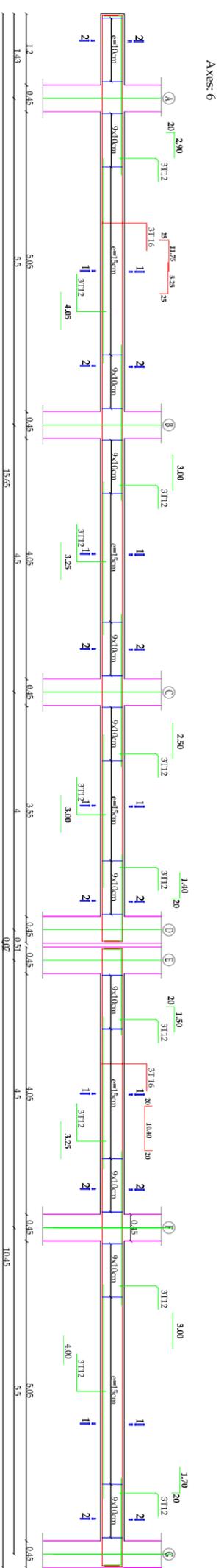
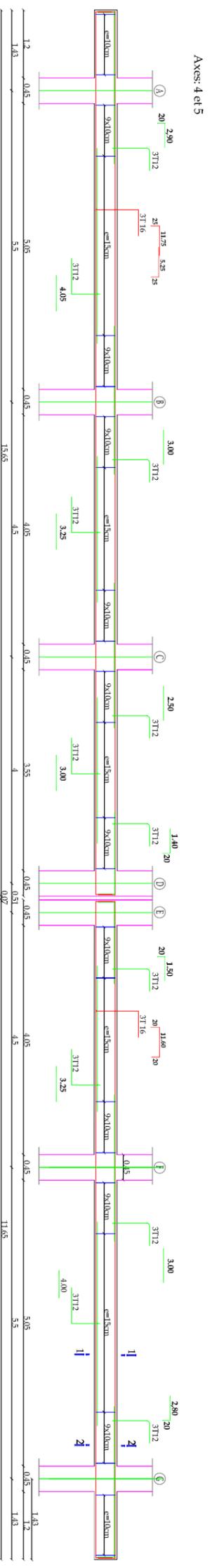
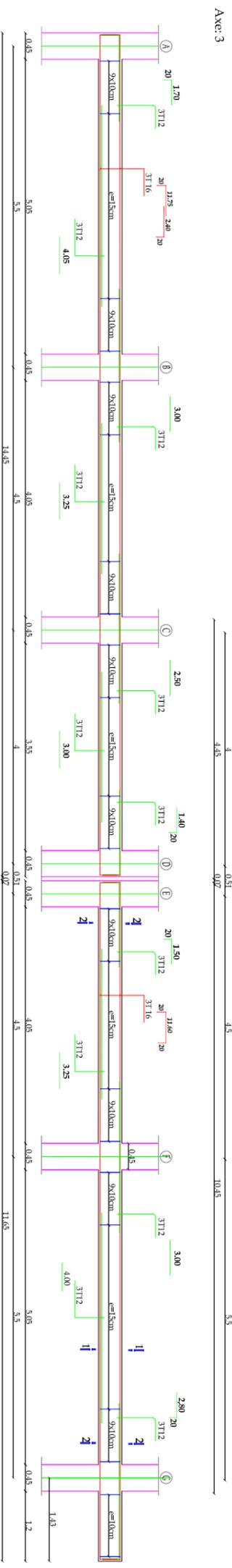
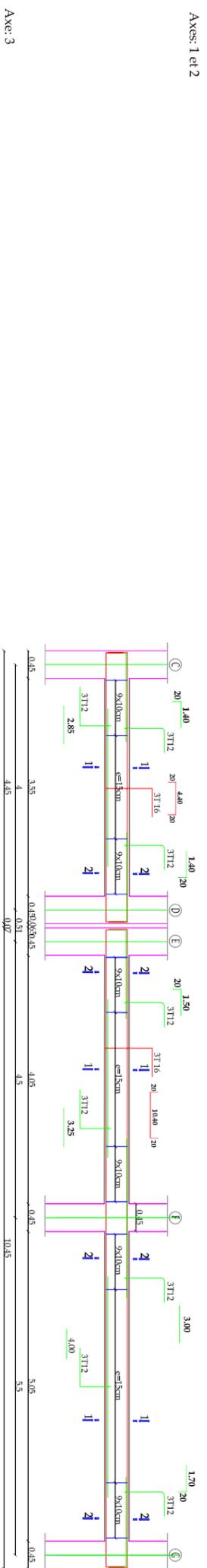
Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mme: MOULA Lydia Mlle: ADIAZ Lynda Mlle: HAMMADI Nassima	TITRE: <h2 style="text-align: center;">FERRAILLAGE</h2> <h3 style="text-align: center;">POUTRES PRINCIPALES</h3>
DIRIGE PAR : Mme: BOUBRIT	PROMOTION 2012-2013
PLANCHEN°	ECHELLE: 1/50

POUTRES SECONDAIRES PS(30X40) NIVEAU +4,00



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE:	
Mme: MOULA Lydia		FERRAILLAGE	
Mlle: ADJAZ Lynda		POUTRES SECONDAIRES	
Mlle: HAMMADI Nassima			
DIRIGE PAR :			
Mme: BOUBRIT		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012-2013		ECHELLE: 1/50	

Vue en plan du VL1

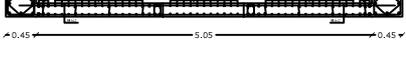
Coupe C-C



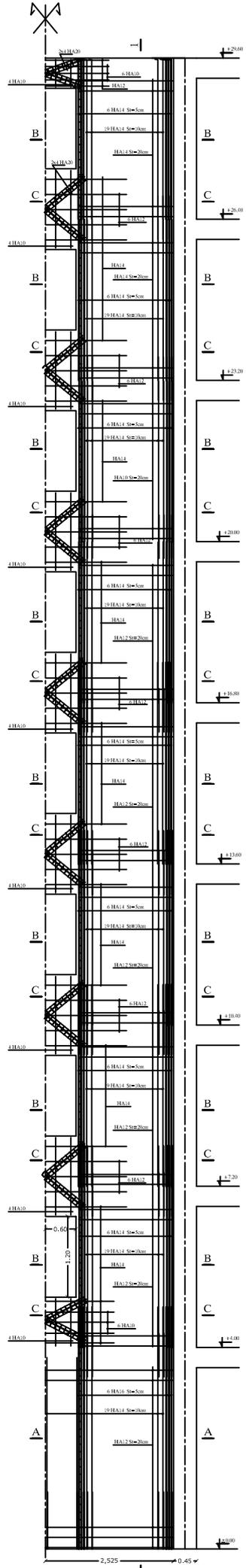
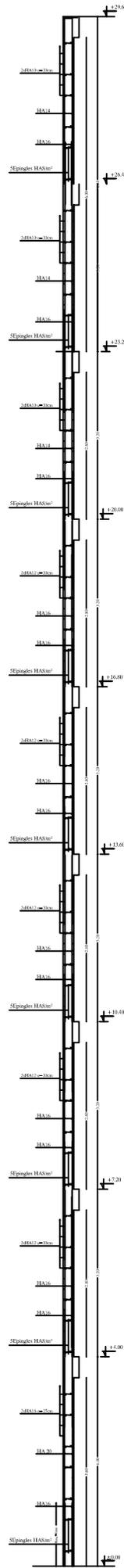
Coupe B-B



Coupe A-A

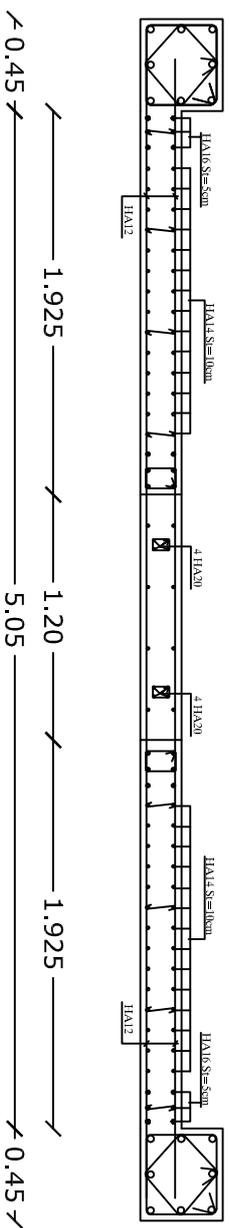


Coupe transversale du voile VL1

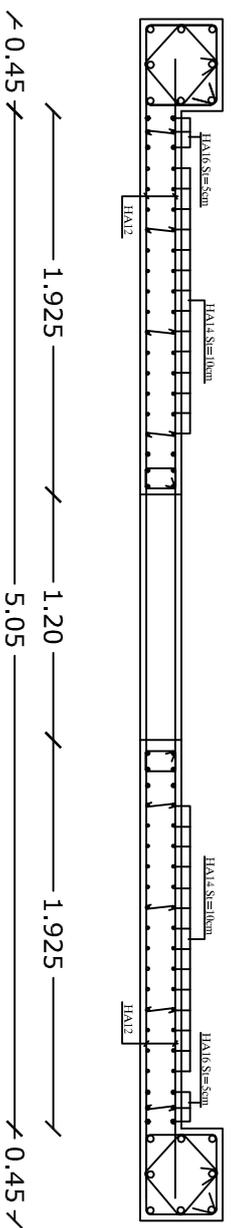


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
Vue en plan du VL1

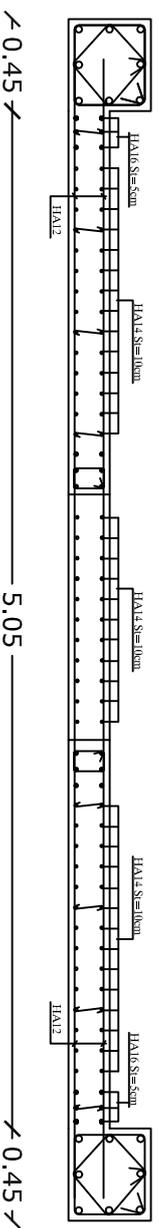
Coupe C-C



Coupe B-B

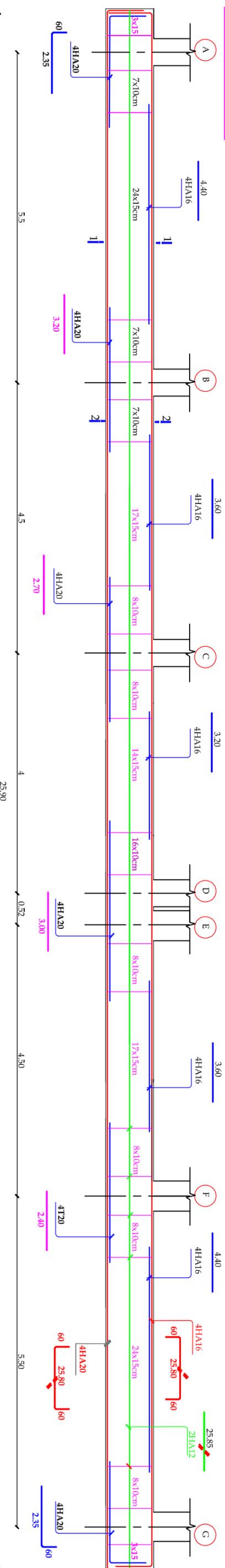


Coupe A-A

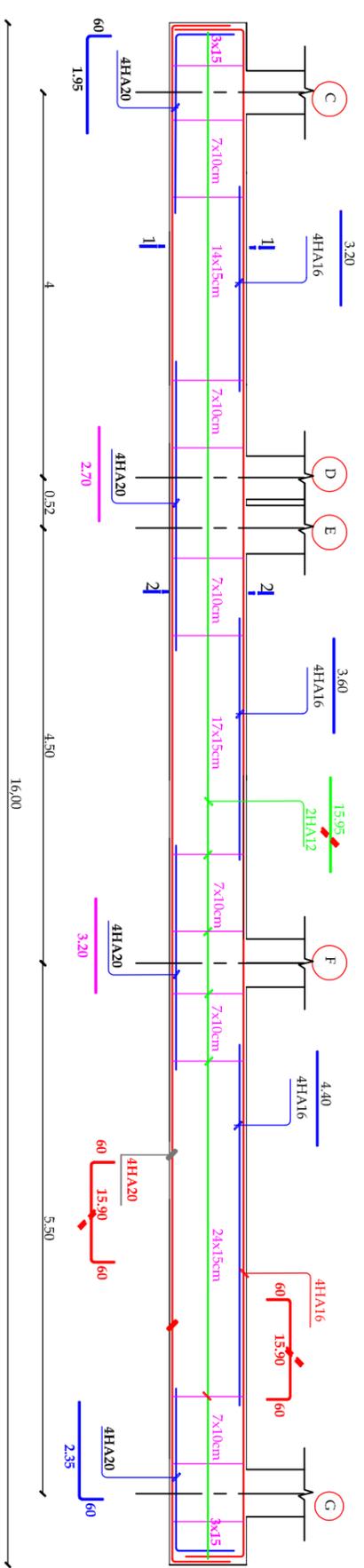


SENS LONGITUDINAL

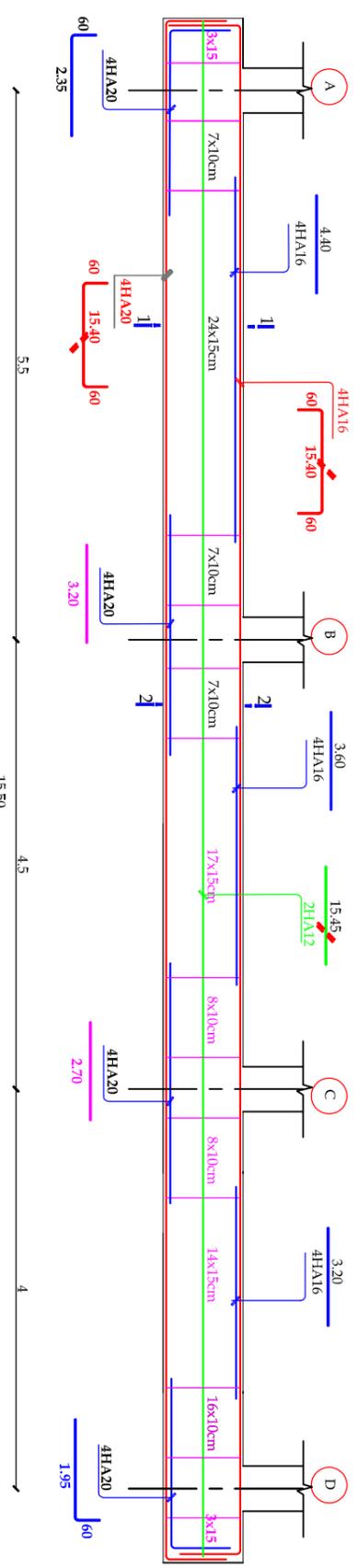
Nervure (Axe 3,4,5 et 6)



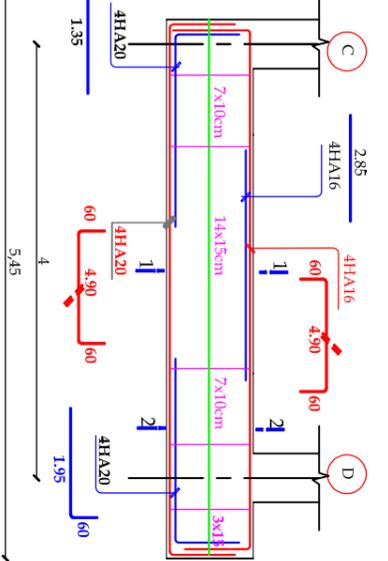
Nervure (Axe 1 et 2)



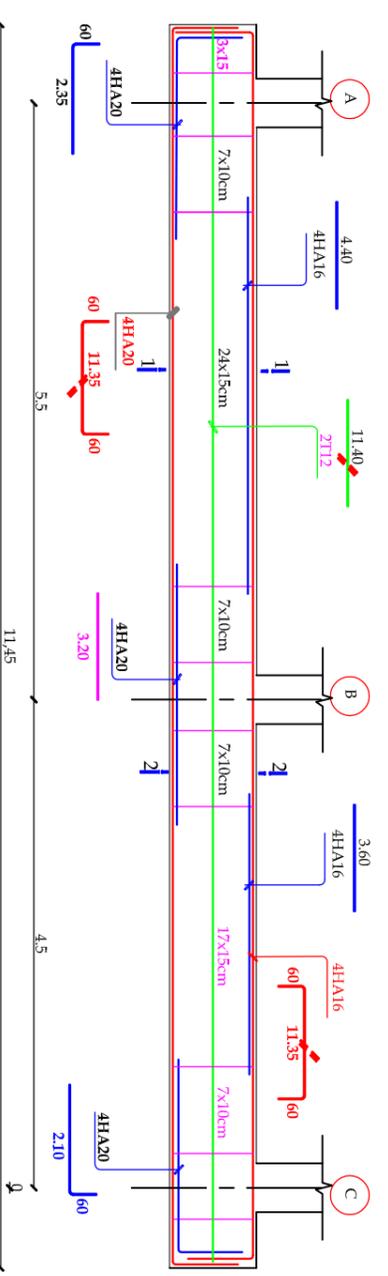
Nervure (Axe 7)



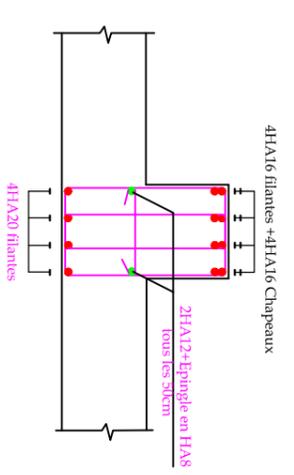
Nervure (Axe 4)



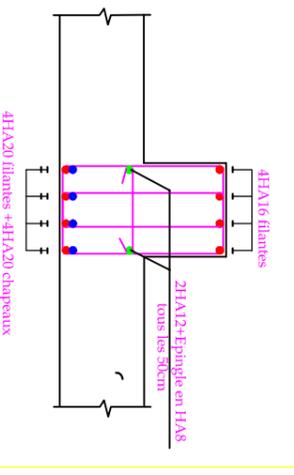
Nervure (Axe 8)



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mme Moula ép kaouane lydia
 Mlle : ADJAZ LYNDIA
 Mlle : HAMMADI NASSIMA

DIRIGE PAR :
 Mme BOUBRIT.H

PROMOTION 2012-2013

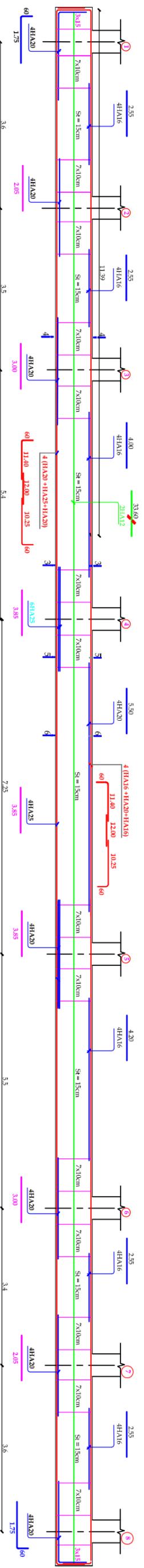
TITRE:
 - Ferrailage Nervure
 (sens longitudinale)

PLANCHE N°

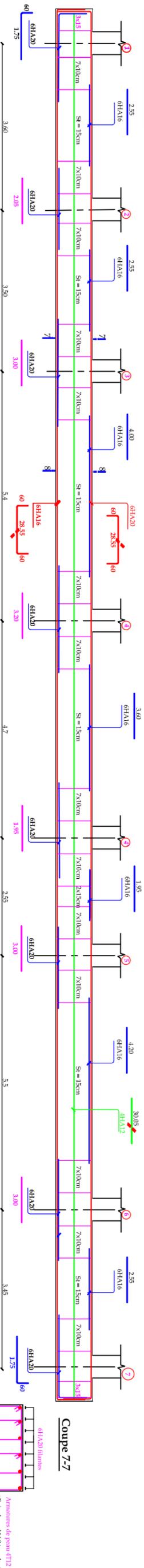
ECHELLE

SENS TRANSVERSAL

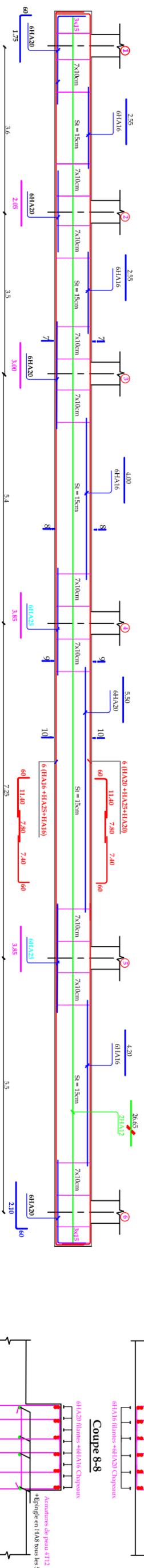
Nervure (Axe C)



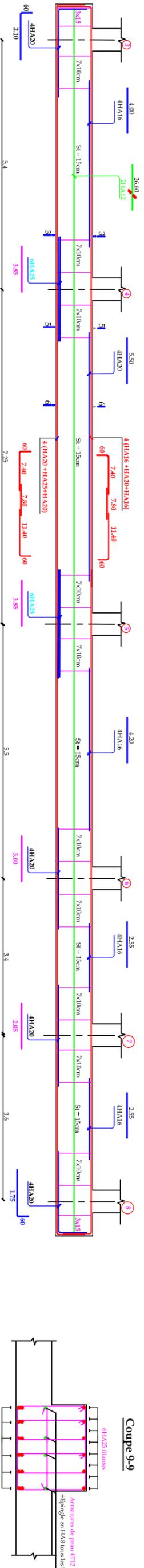
Nervure (Axe D)



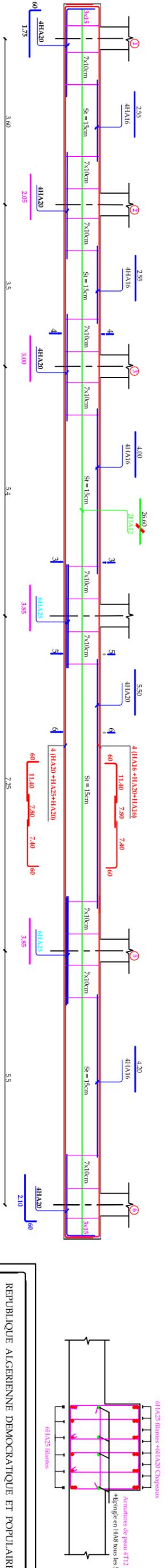
Nervure (Axe E)



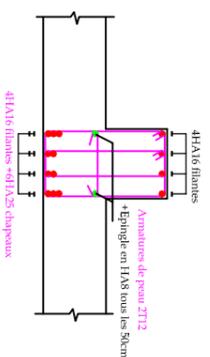
Nervure (Axe A et B)



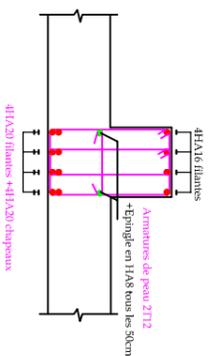
Nervure (Axe Fet G)



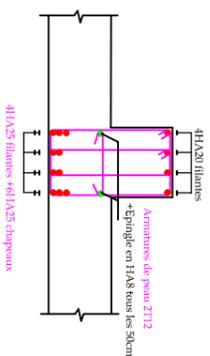
Coupe 3-3



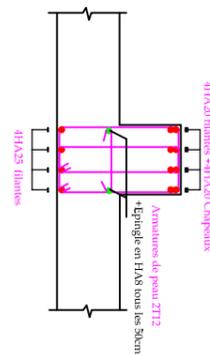
Coupe 4-4



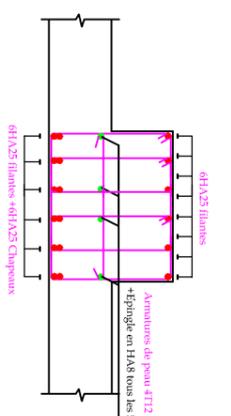
Coupe 5-5



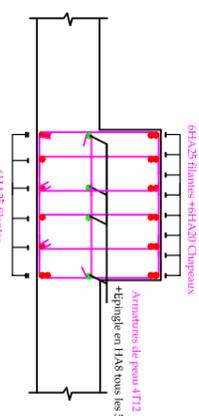
Coupe 6-6



Coupe 9-9



Coupe 10-10



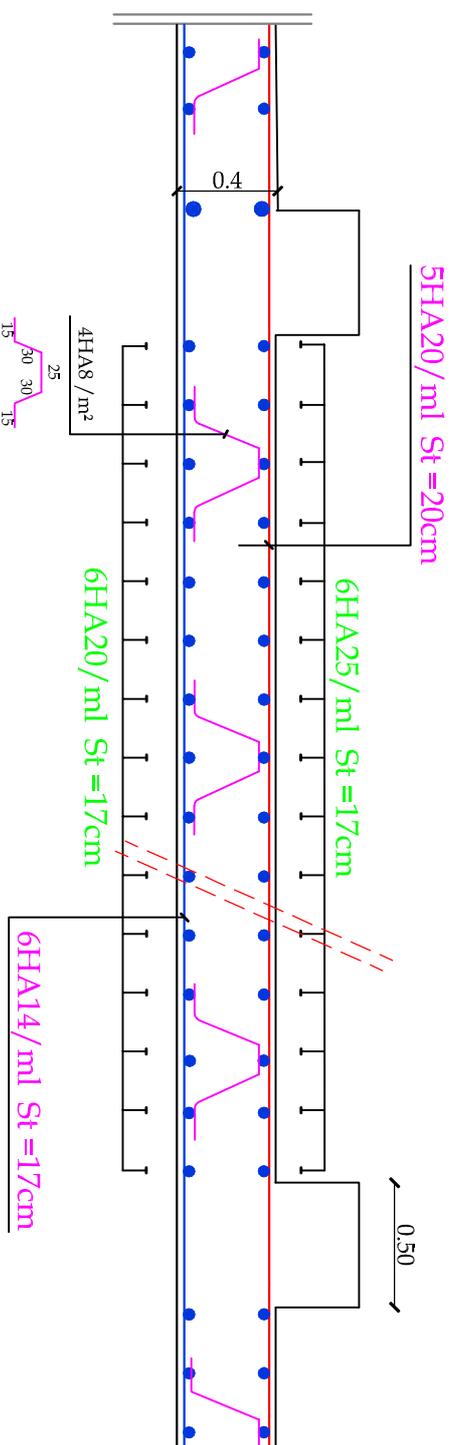
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mme Moutia ep kaouane lydia
Mlle : ADIAZ LYNDIA
Mlle : HAMMADI NASSIMA
DIRIGE PAR :
Mme BOUBRITH H

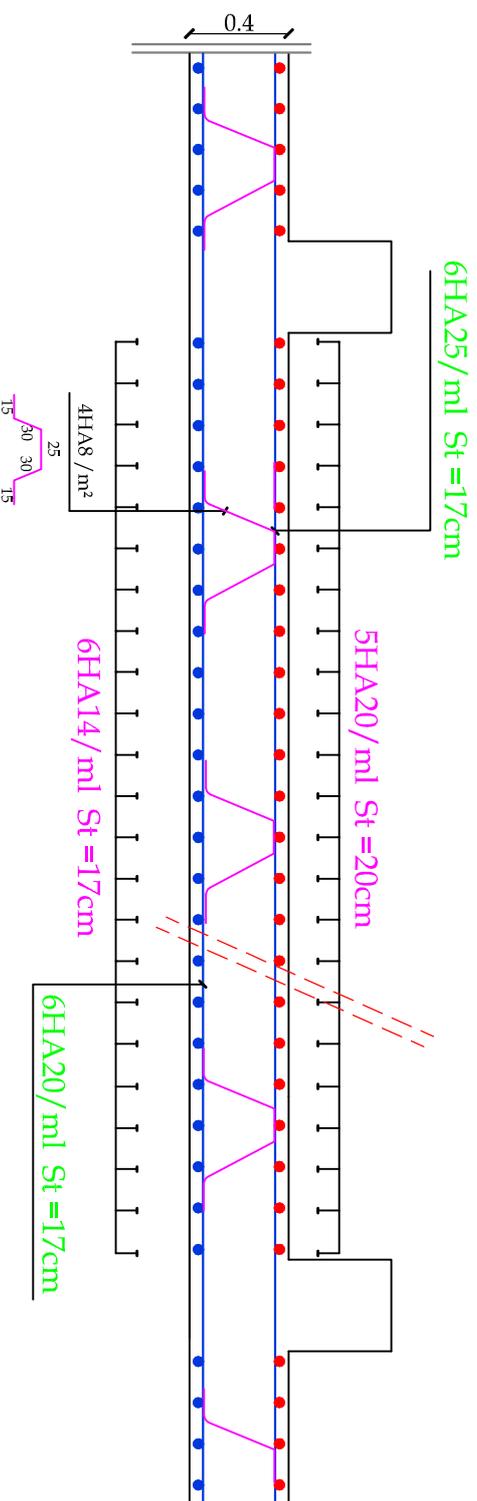
- Ferrailage Nervure
(sens transversal)

PROMOTION 2012-2013 PLANCHE N° EGHELLE

Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



Ferrailage tablier (Sens transversal)



Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet est un prolongement de celui de la 3^{ème} année universitaire (licence professionnelle), qui nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, à savoir :

- Les méthodes de calcul d'un radier général nervuré.
- La modélisation avec le logiciel ETABS nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir :
 - ↳ Le comportement de la structure.
 - ↳ La période, les modes, les moments, les contraintes qui nous ont aidé dans le ferrailage de la structure.
 - ↳ Le choix de la disposition des voiles, celle-ci représente un facteur beaucoup plus important que leur quantité.
- La pratique des logiciels comme ETABS, EXCEL, AUTOCAD...
- Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.



Références bibliographiques

-  Le règlement parasismique algérien RPA 99 modifié 2003.
-  Règles BAEL91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
-  Béton armé. Règles BAEL : Ossatures et éléments courants. Jean-PERCHAT.
-  Charge permanentes et charge d'exploitation, document technique réglementaire, DTR B.C.2.2.
-  Thèses DEUA et CCI « Master2 » des promotions précédentes : (Bibliothèque de Génie Civil).
-  Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus : (Béton armé, bâtiment, RDM, NSR.....)
-  Règles BAEL91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)

