

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Référence :.....

Mémoire de master 2^{ème} année
Option : Calcul et Contrôle technique de construction

*Etude d'un bâtiment (R+9) avec un
système de contreventement Mixte*

Etudiant :

BOUCHALA CHERIF

Encadreur :

M^{me}. BENMAIL M.

PROMOTION JUIN 2013/2014

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère ,qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et Mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.

A mes très chers frères : Bilal, Zoubir, Zakaria, pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

A mes chères sœurs : FOUZIA, OUAHIBA, SARA, AMINA

A Mes chers amis frères : Aloua, Mohammed, Boualem, Salim, Zaki, Ilyes, Dahili, Farid, FILLALI

A tout le groupe 55 et mes amis de L'université

Remerciements

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mme BEN SMAIL. M, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les travailleurs de Bureau d'étude « BERM », notamment : M. B.ISSAM, Z.DJAMEL, Z.ANTAR, G.CHAWKI, B, ABAS, NOURDINE, R.RABEH pour nous avoir aidé

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements

BOUCHALA CHERIF

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Partie I : contrôle sur chantier

I-INTRODUCTION	1
II-1-PRESENTATION DE PROJET	1
II-2. LES DIFFERENTS ACTEURS DU PROJET	2
II-3-INSTALLATION DU CHANTIER ET LES EQUIPEMENTS.....	2
III-CONTROLE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	6
IV- IMPLANTATION DU PROJET.....	13
V- CONTROLE DES FONDATIONS.....	15
VI- CONTROLE DES ELEMENTS DE STRUCTURE VERTICAUX.....	18
VII- CONTROLE DES ELEMENTS DE STRUCTURES HORIZONTALES.....	19
VIII- LES TRAVAUX DE CES.....	21
IX-CONCLUSION.....	24

Partie II : partie étude

CHPITRE I : GENIRALITE

I-1-OBJECTIF.....	25
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	26
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	27
I.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	28
I.4.2 BETON.....	28
I.4.3 ACIER.....	34

CHPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II-1-NTRODUCTIO.....	37
II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	37
II.2.1 EVALUATION DES CHARGES SUR LES PLANCHER.....	41
II.3 PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIER	43
II.3.1 EVALUATION DES CHARGES SUR LES ESCALIER	46
II.4 CHARGE D'EXPLOITATION.....	46
II.6 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	47
II.7 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	48
II.8. DESCENTE DE CHARGE	48
II.9 LES VOILES.....	54

CHPITRE III : ETUDE SISMIQUE

III-1-NTRODUCTIO.....	57
III.2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	58
III.3 MODELISATION MATHEMATIQUE.....	58
III.4.1 PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL ROBOT.....	58
III.5 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	59
III.6 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	59
III.7 METHODE MODALE SPECTRALE.....	63
III.8 VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES.....	71
III.9. CONCLUSIONS.....	77

CHPITRE IV : Ferrailage des éléments structuraux

IV-1-NTRODUCTIO.....	78
IV.2 HYPOTHESES.....	78
IV-3 CALCULE DES POUTRES.....	79
IV-4 CALCULE DES POTEAUX.....	92
IV-5) FERRAILLAGE DES VOILES.....	107

CHPITRE IV : Étude de l'infrastructure

V-1- ETUDE GEOTECHNIQUE	119
V-2- CARACTERISATION EN LABORATOIRE.....	119
V-3-CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	121
V-3-1-SEMELLE ISOLE.....	122
V-3-2-SEMELLES FILANTES.....	123
V-4- DIMENSIONNEMENT	124
V-5- VERIFICATIONS	128

CONCLUSION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

LISTE DES PHOTOS

- PHOTO.1. Localisation et fonctions des différents postes
- PHOTO.2. Poste de ferrailage et de façonnage
- PHOTO.3. Appareils de coupage et de façonnage
- PHOTO. .4. Installation de la grue
- PHOTO.5. Positionnement des deux grues
- PHOTO.6. Appareil de levage des matériaux léger
- PHOTO.7. Brouillâtes
- PHOTO.8. Transpalette
- PHOTO.9. Stockage des cadres et d'épingles façonné
- PHOTO.10. Magasins de stockage des matériaux
- PHOTO.11. Stockage des coffrages
- PHOTO.12.le sable utilisé de Bousaada .
- PHOTO.13. Appareil de tamiseuse
- PHOTOC .14. Appareil Los Angeles
- PHOTO.15. Citerne d'eau
- PHOTO.16.essai d'affaissement
- PHOTO.17. Les éprouvettes préparées sur chantier pour l'essai de contrôle
- PHOTO.18. Le ferrailage des poutres
- PHOTO.19.les acier nom-façonné
- PHOTO.20. Treillis soudé
- PHOTO.21. Le ferrailage des poteaux après l'attachement
- PHOTO.22. Le nivellement de terrain
- PHOTO.23. implantation (traçage et piquetage)
- PHOTO.24. Les files daxes
- PHOTO.25. Le fond de fouille

PHOTO.26. Coulage de gros béton.

PHOTO.27. Ferrailage d'une semelle filante.

PHOTO.28. Ferrailage d'une semelle isolé.

PHOTO.29. Ferrailage, coffrage des semelles

PHOTO.30. Coulage des semelles

PHOTO.31. décoffrage des semelles et amorce de poteaux.

PHOTO.32. Contrôle de verticalité de poteau

PHOTO.33. Contrôle de position de ferrailage et recouvrement.

PHOTO.34. Contrôle par ultra son .

PHOTO.35. Contrôle par scléromètre

PHOTO.36. Décoffrage de voile

PHOTO.37. Mesure de la résistance sur l'éléments scléromètre .

PHOTO.38. Coffrage des poutrelles

PHOTO.39. Position des étais

PHOTO.40. Le plancher avant le coulage de béton

PHOTO.41. plancher après décoffrage

PHOTO.42. Stockage de brique sur chantier

PHOTO.43. Murs intérieurs

PHOTO.44. Réalisation des Murs extérieurs

PHOTO.45. Enduit en plâtre

PHOTO.46. Remplissage des murs de SDB et cuisine par céramiques

PHOTO.47. Revêtement de sol et escalier

PHOTO.48. Feuilles de bitume.

PHOTO.49. Essai de la mise à eau.

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Fig.I.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Fig.I.3 : L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

Fig .I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Fig .I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

Fig. I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Fig. II.1 : charge de la dalle

Fig. II .1 : Dessin d'un plancher en corps creux

Fig. II .2 : charges permanentes du plancher T.I

Fig. II .3 : charges permanentes du plancher E.C

Fig. II .4 : charges permanentes du plancher D.P

Fig. II .5 : charges permanentes du balcon E.C

Fig. II.6 : Acrotère

Fig II.7 : Mur à double cloison

Fig. II.8 : Escalier

Fig. II.9 : schéma statique de l'escalier

Fig. II.10 : Poutre principale

Fig. II.11 : Poutre secondaire

Fig. II.13 : Coupe de voile en plan

Fig.III.1 : Vue en plan de la variante proposée.

Fig.III.2 : La déformée modales obtenues après analyser par ROBOT

Fig. IV -1 : schéma de ferrailage de la poutre principale

Fig. IV-2 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Fig. IV-3 : section de poteau

Fig. IV-4 : schéma de ferrailage des poteaux

Fig. IV-5 : démontions des voile proposé

Fig. IV-6 : Schéma de ferrailage du voile

Fig. V -1 : schéma de ferrailage de Semelle isolé

Fig. V -2 : schéma de ferrailage de la nervure

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1 : *Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier fe*

Tableau. II.1 : *Règle dégression adopté.*

Tableau. II.2 : *Effort normal à retenir pour le pré dimensionnement des poteaux.*

Tableau. III.1 : *Coefficients d'accélération de zone A*

Tableau. III.2 : *Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage*

Tableau .III.3 : *Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage*

Tableau. III.4 : *Participation des masses modales effectives.*

Tableau. III.5 : *Distribution des efforts tranchant sens YY.*

Tableau. III.6 : *Distribution des efforts tranchant sens XX*

Tableau. III -7 : *vérification au renversement Sens longitudinal.*

Tableau. III -7 : *vérification au renversement Sens transversal.*

Tableau .III.8 : *Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'.*

Tableau .III.9 : *Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'*

Tableau .III.10 : *Vérification de l'effet P-Delta*

Tableau .IV-1 : *Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques*

Tableau. IV.2 : *effort sur les poteaux pour déférente combinaison*

Tableau. IV -3 : *Choix des barres du ferrailage des poteaux*

Tableau. IV -4 : *effort normale et le moment sur les voiles*

Tableau. IV -5 : *Choix des barres du ferrailage horizontal des voiles*

Tableau. V -1 : *résultats de l'analyse chimique de sol*

Tableau .V-2 : *tassement élémentaire d'une tranche de sol*

Tableau .V-3 : *la surface occupé par les semelles filantes*

Tableau. V : *Choix des barres du ferrailage des semelles filants*

A decorative scroll graphic with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

PARTIE I

CONTROLE SUR CHANTIER

I-Introduction :

Dans le cadre de ma formation continu en génie civil, je fais un contrôle sur chantier de réalisation d'une habitation collectif de 105 logements R+9 a été lancé en mars 2013 .cet ouvrage est considère comme un ouvrage important dans la wilaya de bordj bou arreridj.

Le contrôle sur chantier est pratiquement nécessaire car il ma permis de mieux appréhender les notions concrète concernant les étapes de réalisation du chantier et son organisation, cette présente partie de mon mémoire explicitera le déroulement du chantier et ses équipements lors de mes différentes visites sur le terrain.

II-1.Présentation du projet :

Il s'agit de la réalisation de 105 logs promotionnel constitués par des blocs en R+9 composé d'un rez-de-chaussée et d'un premier étage à usage commercial et bureaux respectivement, plus 08 niveaux à usage d'habitation , ce projet situé actuellement au centre ville de la wilaya de bordj bou-arreridj.

FICHES TECHNIQUES

Tableaux détaillés des surfaces habitables, utiles et construites par type de logement

ESGNATION	TYPE 1 F4 48 LOGT	TYPE 2 F4 42 LOGTS	TYPE 3 F4 9 LOGTS	4 TYPE F4 6 LOGTS
SEJOUR	25 m ²	23.50 m ²	31.94 m ²	35.70 m ²
CHAMBRE 1	15.50 m ²	13.80 m ²	15.51 m ²	29.77 m ²
CHAMBRE 2	13.00 m ²	13.16 m ²	13.02 m ²	13.02 m ²
CHAMBRE 3	13.00 m ²	12.70 m ²	13.00 m ²	13.00 m ²
CUISINE	12.44 m ²	12.44 m ²	12.62 m ²	12.62 m ²
SALLE D'EAU	4.45 m ²	4.45 m ²	4.45 m ²	4.45 m ²
PLACARD	1.20 m ²	1.45 m ²	/	/
HALL	15.23 m ²	14.88 m ²	22.88 m ²	23.05 m ²
SURF/HAB	99.82 m²	96.38 m²	113.42 m²	131.61 m²
SECHOIR	5.57 m ²	5.63 m ²	5.57 m ²	5.57 m ²
BALCON 1	3.40 m ²	2.70 m ²	2.70 m ²	2.70 m ²
BALCON 2	2.70 m ²	2.90 m ²	3.40 m ²	/
TOTAL SURF/UTILE	111.49 m²	107.61 m²	125.09 m²	139.88 m²

REPARTITION DES SURFACES

REPARTITION DES SURFACES	SURFACES
Surface totale du terrain	3521.65 m ²
Surface totale habitable	10 649.76 m ²
Surface totale utile	11836.23 m ²
Surface de circulation (hall et cage d'escalier)	1518.06 m ²
Surface totale construite (logement)	13388.16 m ²
Surface des commerces en R.D.C	2392.57 m ²
Surface des services en 1 ^{ère} ETAGE	2013.11 m ²

II-2. Les différents acteurs du projet

- Maître d'ouvrage : PROMOTEUR ELBORDJ CONSTRUCTION.
- Maître d'œuvre : BET ELBORDJ.
- Entreprise de réalisation : MIDITIRANIENE DE BATIMENT
- Contrôle technique : C.T.C Est bordj bou arreridj.

II-3-Installation du chantier et les équipements :

L'installation de chantier comporte la description, avec leurs caractéristiques et leurs phasages, des moyens et matériels principaux nécessaires à la bonne exécution des travaux, qu'ils soient positionnés à l'extérieur ou à l'intérieur de l'ouvrage à réaliser.

Il précise, en tant que de besoin :

- les dispositions envisagées pour l'implantation, l'édification et l'aménagement des ateliers, bureaux, locaux de sécurité, magasins et aires de stockage des matériels et matériaux, et leurs raccordements aux différents réseaux ;

- les chemins de service, voies d'accès et aires de circulation de toute nature à l'intérieur du chantier, ainsi que les aires d'évolution des engins de manutention et les aires couvertes par les grues
- les dispositions concernant la clôture, l'éclairage des installations ainsi que la signalisation du chantier.

II-3-1–But de l'installation de chantier

- Organise le déroulement du chantier
- Ordonner le chantier
- Positionner les éléments

II-3-2. Localisation et fonctions des différents postes

Un plan d'installation de chantier est généralement établi à partir d'un plan masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

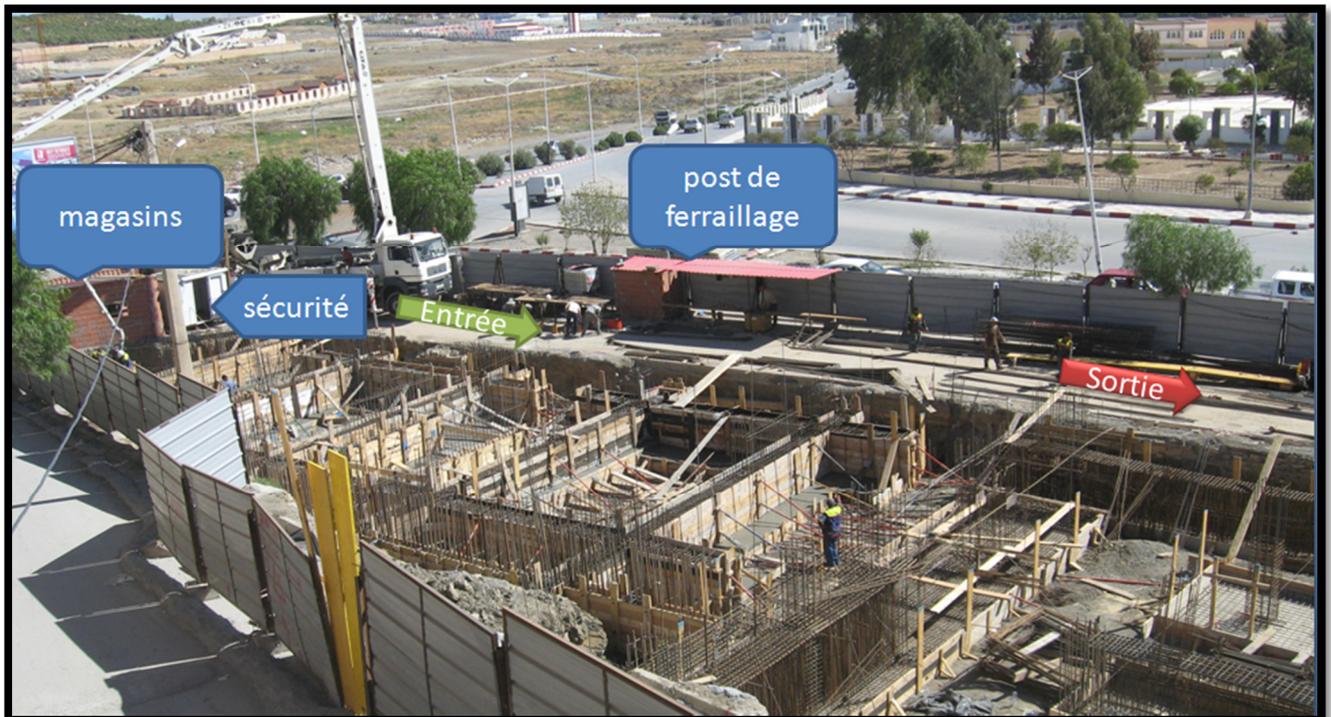


Photo.1. Localisation et fonctions des différents postes

II-3-1-1. Les installations du poste de ferrailage :

De préférence doit être proche des bâtiments à construire, ce poste responsable de découpage et de façonnage des armatures



Photo.2. Poste de ferrailage et de façonnage



Photo.3. Appareils de coupage et de façonnage

II-3-1-2. Installations des engins de levage :

Ils sont présentés par grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice... .

Manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre

L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage



Photo.4. Installation de la grue



Photo.5. Positionnement des deux grues



Photo.6. Appareil de levage des matériaux léger



Photo.7. Brouette



Photo.8. Transpalette

II-3-1-3. Aire de stockage :

Il faut qu'il soit proche des accès, aire protégée (vols de matériaux)



Photo.9. Stockage des cadres et d'épingles façonné



Photo.10. Magasins de stockage des matériaux



Photo.11. Stockage des coffrages



III-Contrôle des matériaux de construction :

III-1-Le sable :

Le sable est un grain minéral dont le diamètre est inférieur à 5mm. Il est utilisé dans le béton afin de combler les vides entre les grains de gravier.

A l'état naturel, le sable se compose de grains de diamètres inférieurs à 5mm.



Photo.12.le sable utilisé de Bousaada .

Il se compose de grains minéraux comme de grains organiques (argile). Ces grains organiques ont un diamètre inférieur à 0.08mm. Le mélange est appelé sable à partir du moment où à l'œil, il se compose d'avantage de grain supérieur à 0.08mm.

Cela signifie que le mot sable désigne deux choses. Le sable brut composé uniquement de grains minéraux et le sable tel qu'on le trouve dans la nature composé d'un mélange de sable brut et d'argile.

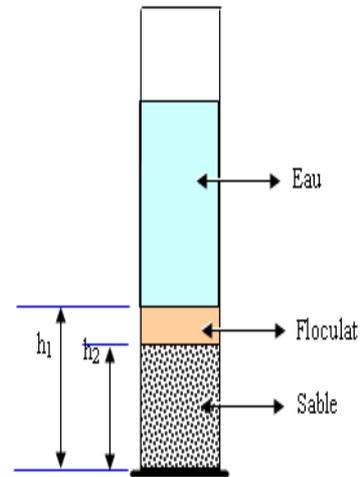
ESSAI D'EQUIVALENT DE SABLE :

But de l'essai :

Cette analyse permet de vérifier si l'argile se trouve dans des proportions qui permettent de réaliser un béton de qualité

Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur un échantillon de sable humide de teneur en eau inférieur à 8%. Il faut vérifier que les grains de sable ont bien un diamètre inférieur à 2mm par tamisage. L'essai se conduit sur un échantillon de sable humide qui pèserait 120g s'il avait été sec.



INTERPRETATION DES RESULTATS ET QUALITE DU SABLE

ES à vue	ES au piston	Nature et qualité du sable
ES < 65%	ES < 60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité.
65% ≤ ES < 75%	60% ≤ ES < 70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait n'a pas de conséquence notable sur la qualité du béton.
75% ≤ ES < 85%	70% ≤ ES < 80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES ≥ 85%	ES ≥ 80%	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.

Essai de l'analyse granulométrique :

But de l'essai :

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat.

La qualité granulaire doit permettre d'optimiser la résistance d'un béton en optimisant la compacité du mélange granulaire.

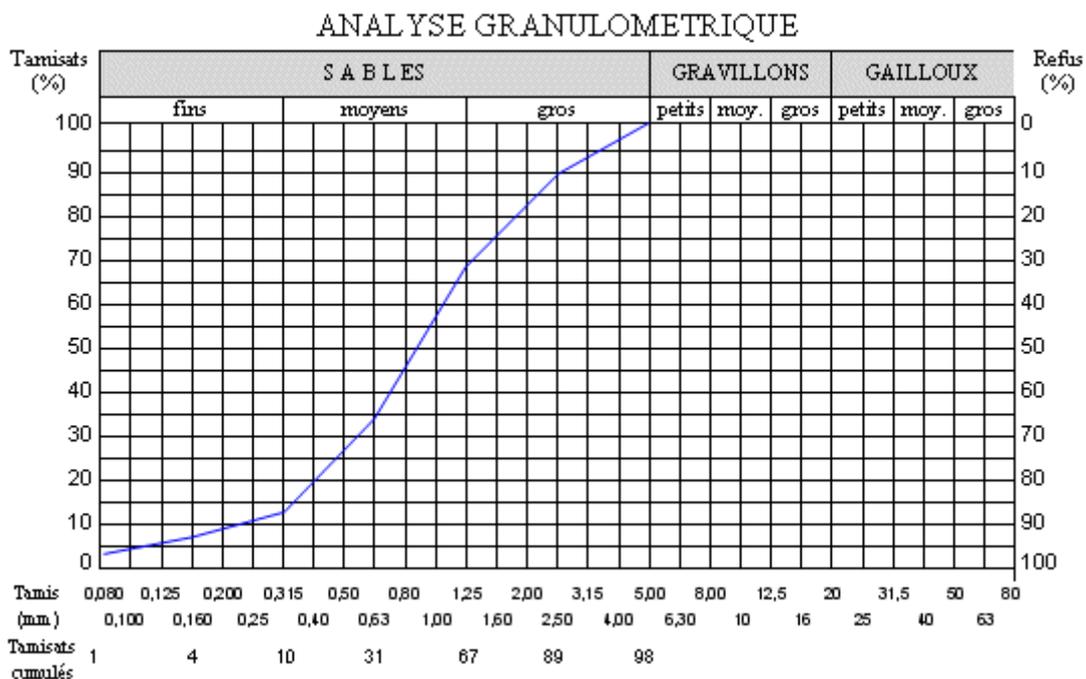
Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant

l'échantillon un utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres. Dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.



Photo.13. Appareil de tamiseuse



CONCLUSION :

Sable utilise est un sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de qualité

III-2-Gravier :

Essai Los Angeles :

Cet essai permet de mesurer la dureté d'un échantillon de granulat.

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produits en soumettant le matériau aux chocs d'une masse normalisée et aux chocs de boulets normalisés dans la machine LOS ANGELES

Si M est la masse du matériau soumis à l'essai, m la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, le coefficient s'exprime par la quantité sans dimension :

$$\frac{m * 100}{M}$$

Dans la pratique le coefficient est bon lorsque le résultat obtenu est inférieur à 35.



Photo.14. Appareil Los Angeles

III-3-Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps.

Avant le gâchage il faut contrôler la qualité de ciment utilisé et de respecté le dosage défini par la formulation de béton

Les essais de control au niveau de laboratoire :

- ✓ Résistance à la compression
- ✓ La prise
- ✓ Le durcissement
- ✓ La finesse de mouture (finesse de Blaine)
- ✓ Le retrait
- ✓ Chaleur d'hydratation
- ✓ Stabilité de volume

III-4-L'eau :

En général toutes les eaux conviennent si elles ne contiennent pas d'éléments nocifs qui influenceraient défavorablement le durcissement (matières organiques telles que huiles, graisses, sucres...) ou la corrosion des armatures (acides humiques, eaux de mer...).

On évitera toujours l'approvisionnement en eaux stagnantes odoriférantes.

Les essais de contrôle :

- une inspection visuelle.
- une vérification olfactive afin de s'assurer de l'absence des matières organiques en décomposition qui rendraient l'eau malodorante ;
- des analyses chimiques portant sur les teneurs en différents constituants dont le pourcentage dans l'eau doit satisfaite.



Photo.15. Citerne d'eau

III-5- Le béton frais :

La propriété essentielle du béton est son ouvrabilité caractérisée à remplir les coffrages et à enrober convenablement l'armature.

La grandeur qui caractérise l'ouvrabilité est la consistance ; sa mesure peut être effectuée sur le chantier avec la méthode du cône d'Abrams ou « slupe test » qui est un essai d'affaissement d'un volume de béton de forme tronconique.

L'affaissement du béton est mesuré en cm à l'aide du réglé sur portique. Cet affaissement est la hauteur entre le haut du cône et le point le plus haut du béton affaissé.



Photo.16.essai d'affaissement

Classe de consistance :

Observation	A	Classe
ferme	De 0 à 4cm	S1
plastique	De 5 à 9cm	S2
très plastique	De 10 à 15cm	S3
fluide	Supérieur à 16cm	S4

III-6- Le béton à l'état durci :

Les propriétés mécaniques permettant de caractériser un béton à l'état durci sont les résistances à la compression, à la traction, et à la flexion .Généralement, la résistance caractéristique des bétons est celle de la compression.

Résistance caractéristique à la compression :

L'essai de compression est l'essai le plus connu des essais mécaniques. Ils 'effectue sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

La résistance à la compression est déterminée à l'aide de l'essai de compression. (Elle est notée souvent par f_{c28j} ou R_{c28j})

La résistance à la rupture par compression est mesurée par compression axiale des éprouvettes

La résistance à la compression correspond à la contrainte maximale calculée par la formule

suivante : $f_{c28} = \frac{P}{S} \left(\frac{KN}{cm^2} \right)$



Photo.17. Les éprouvettes préparées sur chantier pour l'essai de contrôle

III-7- L'acier :

Stockage des aciers sur des calles en bois pour protéger les aciers de la corrosion, pas de contact avec le sol.



Photo.18. Le ferrailage des poutres.



Photo.19. les acier nom-façonné



Photo.20. Treillis soudé



Photo.21. Le ferrailage des poteaux après l'attachement

IV- Implantation du projet :

Cette opération consiste à matérialiser sur le terrain l'ensemble des tracés géométrique telle que :

- ✓ terrassement à entreprendre (excavation pour déblais en grande masse)
- ✓ délimitation des rigoles et des tranchées
- ✓ position des organes de fondation
- ✓ passages des canalisations et des regards
- ✓ tracé de murs de façade pignons etc.

IV-1- L'étude de sol :

Elle est réalisée par le laboratoire Benziane Ahmed ; situé actuellement au centre ville de la wilaya de bordj bou arreridj

Le rapport de sol contient les résultats de tous les essais réalisés à laboratoire

- **Description du site :**
 - **Situation :** le projet situe à l'entré est de la wilaya en face le parc des jeux
 - **Topographie :** terrain accidenté
 - **Contrainte admissible du sol :** $\bar{\sigma} = 2,1$ bars.

IV-2- Le nivellement :

Comme son nom l'indique, le nivellement cherche à réparer les différents niveaux en vue de procéder à tous travaux de fouille ou de terrassement. Pour ce faire on réalise en général un quadrillage à grande maille. A l'intersection des lignes du quadrillage on place des piquets munis de repères altimétriques qui serviront plus tard à l'exécution des fouilles et des terrassements.



Photo.22. Excavation en masse

IV-3- Le piquetage :

Cette opération vise à matérialiser au moins deux axes généralement orthogonaux. Ces deux axes sont généralement reportés hors de l'emprise de la construction dont l'un est parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage. ces deux axes serviront ensuite de base pour tracer un ensemble de ligne directrices secondaires situées de l'intérieur de l'emprise du bâtiment



Photo.23. implantation (traçage et piquetage)

IV-4- Les axes :

Sont des files liés a des clous repérés dans les chaises pour déterminer les axes principaux de l'ouvrage l'intersection de deux files donnent l'axe de l'élément (poteau)



Photo.24. Les files daxes

V- Contrôle des fondations :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de la structure sur le sol. Les fondations transmettent directement au sol les charges permanentes et les charges d'exploitations et les charges climatiques.

Elles doivent assurer l'équilibre de la structure sous l'effet :

- Des charges verticales.
- Des charges horizontales.

V-1- Contrôle de la qualité du fond de fouilles :

Les fouilles correspondent à des travaux de terrassement de profondeur plus ou moins grande. Elles sont plus spécifiquement destinées à permettre la pose de canalisation, la réalisation des fondations et le dégagement du volume des sols.



Photo.25. Le fond de fouille est bien fini

V-2- Coulage du gros béton :

Coulage du gros béton sera coulé par un béton de dosage 250Kg/m³



Photo.26. Coulage de gros béton.

V-3- Ferrailage des semelles et amorces poteaux :



Photo.27. Ferrailage d'une semelle filante.



Photo.28. Ferrailage d'une semelle isolé.

V-4- Coffrage et coulage du béton des semelles et amorces poteaux :

Un bon coffrage sera évalué à partir des six qualités qui suivent :

1. reproduire la forme et la texture souhaitées ;
2. résister aux pressions lors de la coulée et de la vibration du béton (coffrage de mur);
3. résisté à la charge du béton (coffrage de dalle) ;
4. être relativement lisse, propre et étanche ;
5. être bien ancré sur sa base et bien étayé à son sommet (coffrage de mur) ;
6. être facilement récupérable.



Photo.29. Ferrailage, coffrage des semelles



Photo.30. Coulage des semelles

V-5- Le décoffrage :



Photo.31. décoffrage des semelles et amorce de poteaux.

VI- Contrôle des éléments de structure verticaux :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

VI-1- les Poteaux :

Sont des éléments structuraux verticaux en béton armé



Photo.32. Contrôle de verticalité de poteau



Photo.33. Contrôle de position de ferrailage et recouvrement.



Photo.34. Contrôle par ultra son .



Photo.35. Contrôle par sclerometre .

VI-2- Les voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels,...etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu)
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.



Photo.36. Décoffrage de voile



Photo.37. Mesure de la résistance sur l'élément scléromètre .

VII- Eléments de structures horizontales :

VII-1-les poutres :

Une poutre est une pièce longue horizontale servant à reprendre des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou au murs sur lesquels elle s'appuie.

VII-2- les Planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation

Les planchers à corps creux sont composés :

- De dalle mince de 4 à 5cm d'épaisseur qu'on appelle table de compression.
- Des corps creux (des éléments en béton léger.)
- Poutrelles en béton armé coulées sur place.



Photo.38. Coffrage des poutrelles



Photo.39. Position des etais



Photo.40. Le plancher avant le coulage de béton



Photo.41. plancher après découffrage

VIII- Les travaux de coures état secondaire(CES) :

VIII- 1-Maçonnerie :

Maçonneries de terre cuite destinés à rester apparents doivent faire l’objet d’un stockage soigné sur le chantier leur évitant le contact avec les sols humides et les mettant à l’abri des souillures.

Contrôle d’Exécution :

- La première assise doit être réglée de niveau. La maçonnerie sera montée en alternant les joints. Ainsi le décalage des joints verticaux de deux assises successives doit être au minimum égal au tiers de la longueur de l’élément courant.
- La pose de briques creuses perpendiculairement au plan du mur est interdite, sauf dans le harpage d’un mur d’angle ou de refend.
- La maçonnerie doit être exécutée de façon à ce que le mortier entre joints horizontaux et verticaux ne présente pas de discontinuité ; l’excédent de mortier étant enlevé au fur et à mesure de l’avancement du montage.
- L’épaisseur des joints en parement varie entre 1 et 1,5 cm.



Photo.42. Stockage de brique sur chantier



Photo.43. Murs intérieurs



Photo.44. Réalisation des Murs extérieurs

VIII- 2-Revêtements des murs :

Les cloisons en briques à une seule rangée verticale d'alvéoles peuvent être enduites sur les deux faces (l'enduit doit alors être identique sur les deux faces) ou sur une seule (l'enduit doit alors être en plâtre).



Photo.45. Enduit en plâtre



Photo.46. Remplissage des murs de salle de bain et cuisine par céramiques

VIII- 3-Revêtement de sol :

- Un revêtement de sol en céramique doit reposer sur un support de niveau.
- L'installation requiert une certaine habileté et ne convient pas à tous les bricoleurs.



Photo.47. Revêtement de sol et escalier

VIII- 4-étanchéité :

L'étanchéité est réalisée sur les terrasses inaccessibles, sa fonction de base est d'assurer la séparation entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment, et pour réussir cela on doit respecter les différentes couches et leurs épaisseurs nécessaires.

Les épreuves d'étanchéité des toitures terrasses béton sont effectuées par mise en eau. On établit le niveau à 5cm au-dessous de la partie supérieure du point le plus bas des relevés. Il y a lieu de veiller à ce que la charge d'eau ainsi créée ne dépasse pas celle admise pour les calculs de résistance (Les Documents Particuliers du Marché indiqueront la hauteur d'eau admissible).

Ce niveau est maintenu entre 24 et 48 heures. L'obstruction des entrées d'eaux pluviales doit se faire par un système permettant d'évacuer les eaux lorsque le niveau dépasse celui prévu (par suite d'une pluie soudaine par exemple).

La vidange de l'eau est faite progressivement pour éviter tout refoulement dans les colonnes d'évacuation.

Aucune fuite ne doit apparaître, tant en sous -face de la terrasse que dans un mur ou une cloison. En cas d'ambiguïté sur la provenance d'humidité, on pourra la lever en refaisant les épreuves à l'aide d'eau teintée.



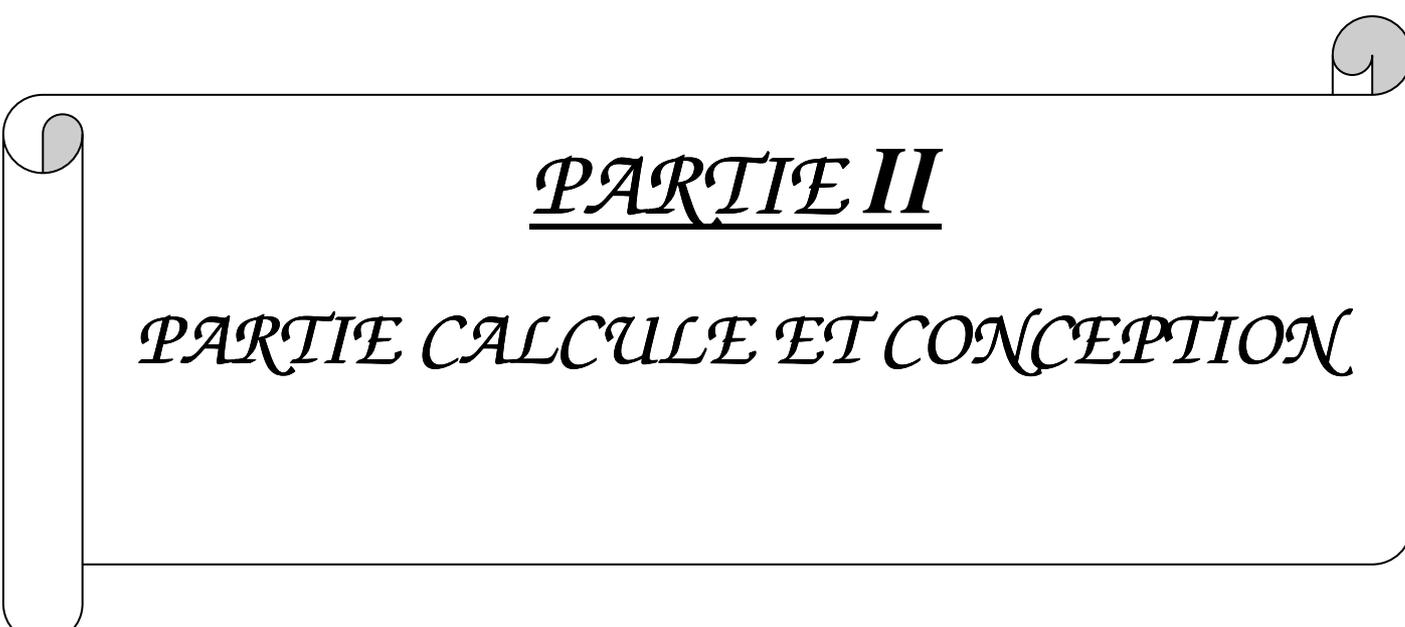
Photo.48. Feuilles de bitume.



Photo.49. Essai de la mise à eau.

IX-Conclusion :

Ce suivie est très bénéfique pour ma formation en deuxième année master génie civil spécialité calcul et contrôle technique. il ma permis de faire le lien entre ma connaissance théorique et pratique sur le terrain en matière de structure en béton armé et de mieux comprendre les différents aspects de fonctionnement du chantier pour mettre en commun les observation et les critiques . j'ai remarqué une bonne organisation ainsi qu' une bonne exécution sur chantier lors de sa réalisation, se qui ma permis d'approfondir mes connaissances techniques de construction et de mieux visualiser un ouvrage, et pour cela je tien à remercié la «méditerranéenne construction » l'entreprise qui nous a bien accueils, ainsi que toute l'équipe qui a fait en sorte que se projet soit réaliser .

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within this scroll.

PARTIE II

PARTIE CALCULE ET CONCEPTION

CHAPITRE II

*Pré dimensionnement et descente
De charge*

*CHAPITRE I :**GÉNÉRALITES*

I.1. Objectif :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation pour l'obtention du diplôme master 2 en génie civil à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages (R+9), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Robot Structural Analysis particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

Plusieurs vérifications à la sécurité ont été également effectuées à savoir:

- La stabilité d'ensemble.
- L'Effet P- Δ .
- Etat limite des déplacements inter étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et d'un premier étage à usage commercial et bureaux respectivement, plus 08 niveaux à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya de **BORDJ BOU-ARRERIDJ**, Ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone *Ila* selon le RPA99/Version2003), la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan pour toute la structure, et en élévation à partir du 2^{ème} niveau.

La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques- voiles) avec interaction.

I.2.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan 17.25 m.
- Longueur en plan 34.25 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 34.84m.
- Hauteur du RDC et 1^{ère} étage 4.50m.
- Hauteur d'étage courant 3.23m.

I.2.3 La régularité :(RPA99ver.2003 3.5)

Chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères suivant :

- En plan :

Le bâtiment n'a aucun décrochement en plan, donc régulier.

- En élévation :

- $B'/B \geq 0.67$ dans notre cas : $B_M/B = 0.41 < 0.67$.

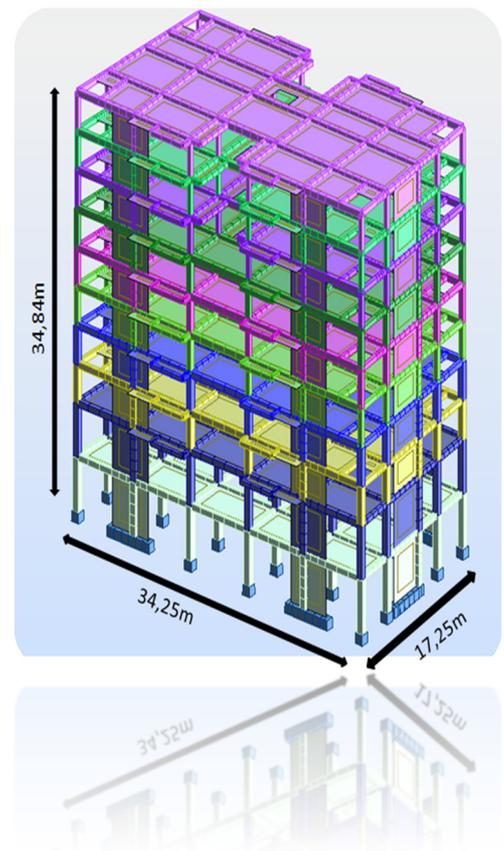
Le bâtiment n'est pas régulier en élévation,

I.2.4 Données du site :

➤ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone *Ila*).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site ferme : catégorie S2.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,1$ bars.

La structure du bâtiment présente une régularité en plan et irrégularité en élévation.



I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :

I.3.1. Structure de contreventement :

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

– Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

– Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

– Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins

25% de l'effort tranchant d'étage.

I.3.2. Le Plancher :

Les planchers sont de deux types :

1. Planchers en corps creux : (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

2. Planchers en dalle pleine dans l'espace d'entre de chaque niveau et des balcons.

Cependant, les dalles des balcons et l'espace centrale (escaliers, ascenseur et halls d'entrée) sont pleines

I.3.3. La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du 2^{ème} étage jusqu' à terrasse. Elle est constituée à chaque niveau de trois volées droites.

I.3.4. Ascenseur :

Un ascenseur de forme rectangulaire

I.3.5. Les façades

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

I.3.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.3.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.3.8. Terrasse :

Terrasse inaccessible.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1 introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2. Le béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.4.2.1. composition du béton :

On appelle béton les matériaux constitués par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et de l'eau.

a/ ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b / granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

➤ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.4.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.4.2.3. Résistance mécanique du béton :

a/ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

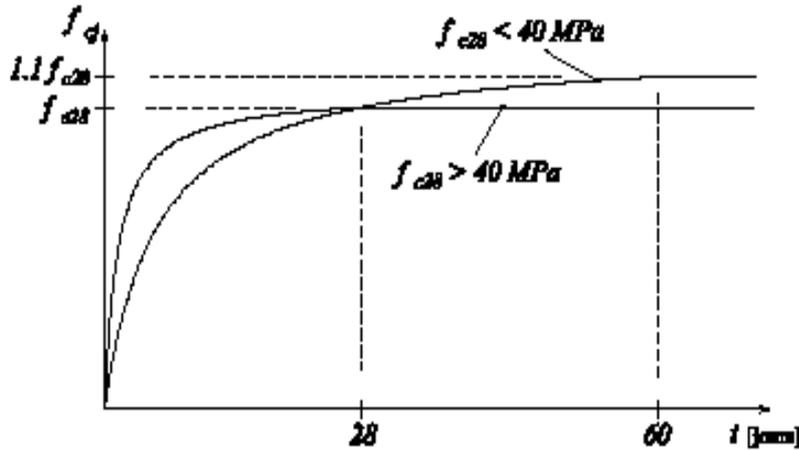


Fig.I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b/ Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

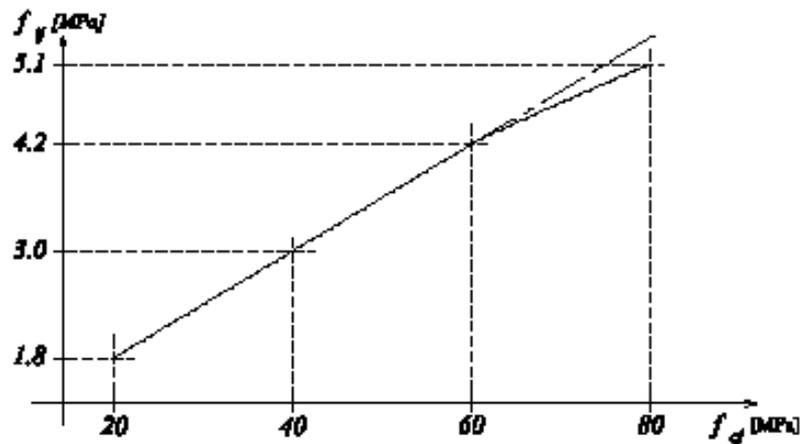


Fig .I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Masse volumique : on prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .

I.4.2.4. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : $E_{ij} = 3E_{vj}$

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ Mpa}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

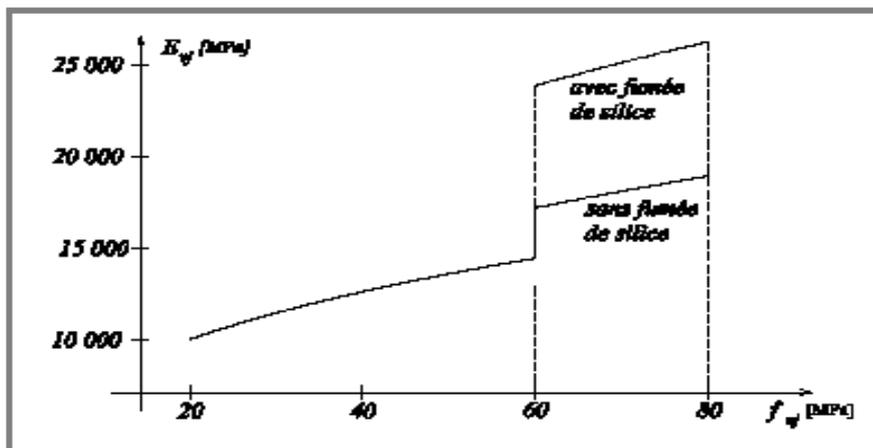


Fig. I.3: L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

- Coefficients de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

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

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.4.2.5. Contrainte de calcul béton comprimé

a/ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) C.B.A 93 [A.4.3.4] :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole- rectangle sur un diagramme des contraintes déformations donné sur la Figure ci-après.

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 + 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

- la valeur de calcul de contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel.

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

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0.9 \quad 1 \text{ h} < \text{durée} < 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \quad \text{durée} < 1 \text{ h} \\ \theta = 1 \quad \text{durée} > 24 \text{ h} \end{array} \right.$

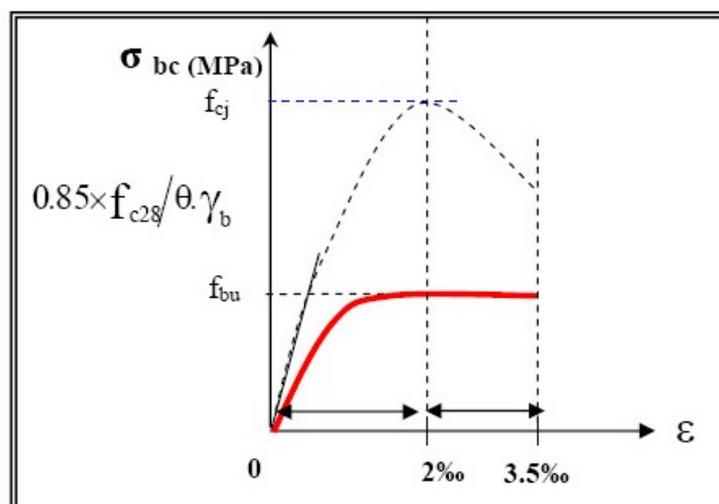


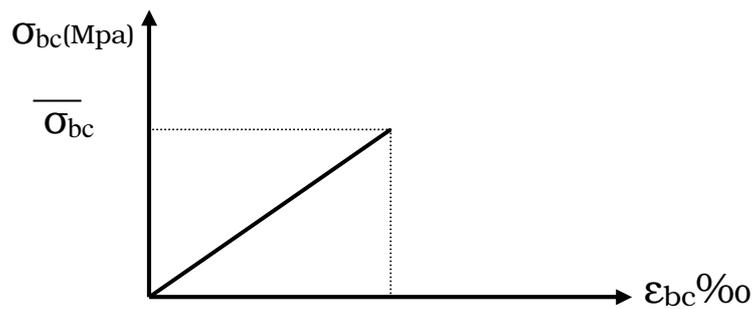
Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l' ELU.

Dans notre cas : $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$

b. Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

**Fig .I.5:** Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

On trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

c. Contrainte ultime de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$= \min \left\{ 0.20 \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable. } \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

Dans notre cas : $\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I.4.3. L'Acier :

I.4.3.1. Définition

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235 ;
- Haute adhérences (HA) : FeE400 ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing=6$ mm pour les dalles.

I.4.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau I.1– Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses	TL50 $\Phi >$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	6mm	520	

Type 4	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$		
--------	-----------------------------	--	--

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

I.4.3.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ (Figure I.6).

a/ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

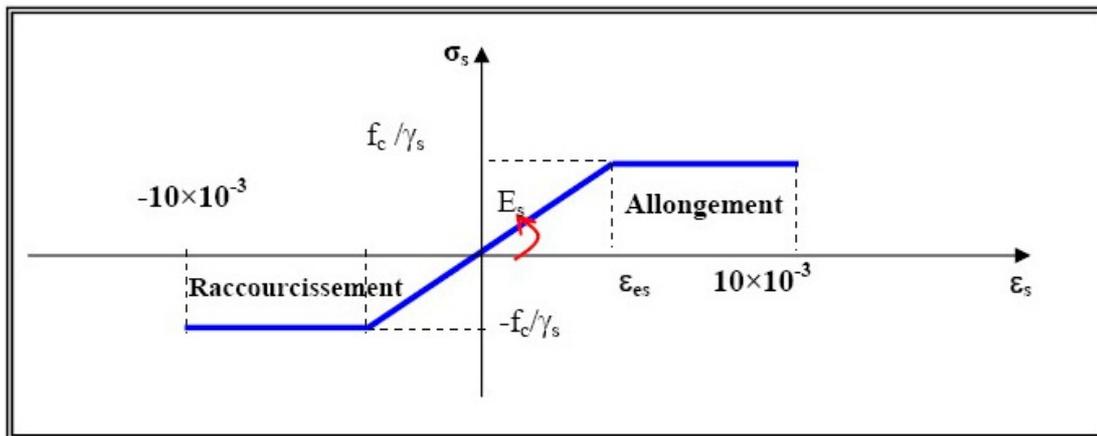


Fig. I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l' ELU.

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

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

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

$$\text{Rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

$$\text{Haute adhérence} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 347,82 \text{MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

($f_e = 400 \text{MPa}$)

b/ Etat limite de service :

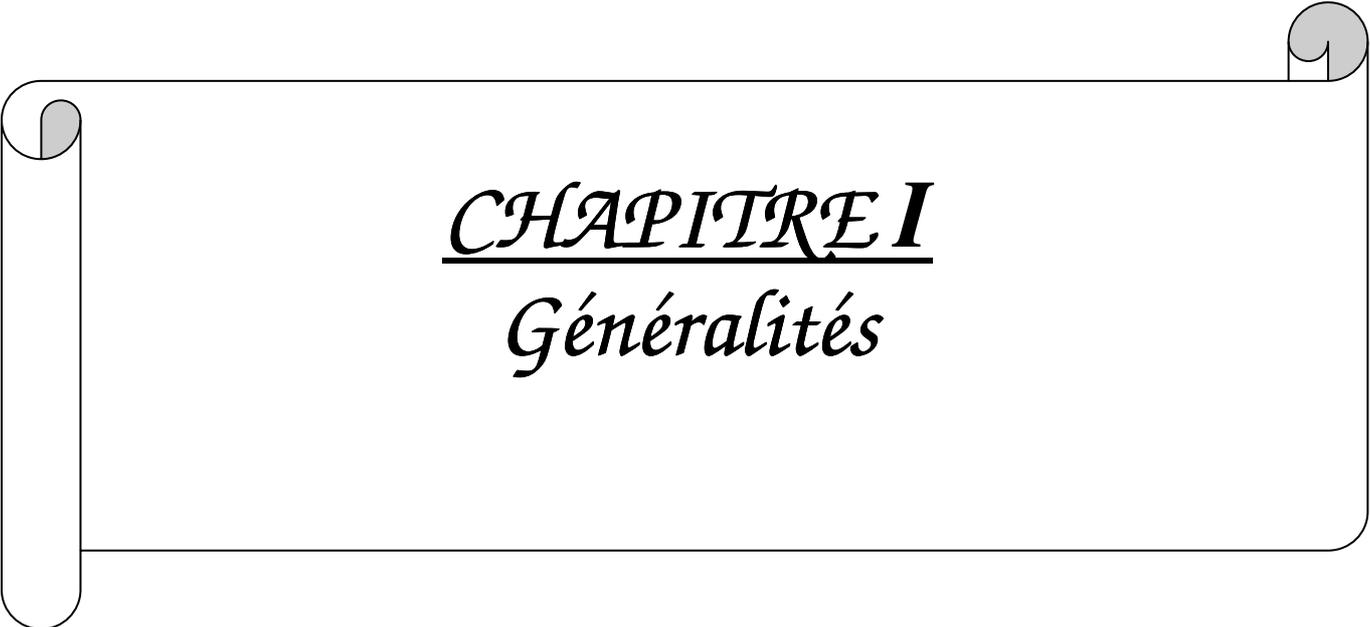
On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
 - Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
- η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.51) :

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.



A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within this border.

CHAPITRE I
Généralités

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

Dans ce paragraphe, on va faire un prédimensionnement et une descente de charges Pour chaque type d'élément.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et BAEL 91 Ver 99.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux dans tous les niveaux.
- Dalle pleine pour les balcons et l'espace centrale

➤ **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : **$e = 15 \text{ cm}$.**

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm.**

➤ **résistance à la flexion :**

dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 4.70 \text{ m}$

Ceci engendre donc $470/50 \leq e \leq 470/40 \Rightarrow 9.4 \text{ cm} \leq e \leq 11.75 \text{ cm}$

On prend **$e = 11 \text{ cm}$**

➤ **Condition de flèche :**

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastree a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = 5q L_x^4 / 384 EI$

$$5 \times q \times L_x^4 / 384 EI \leq L_x / 500 ; \quad \text{avec : } I = b \times e^3 / 12$$

$$\text{D'où : } e \geq \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b)}$$

$$\Rightarrow e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b))^{1/3}$$

Pour ce faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m. La dalle est supposée encadrée à ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

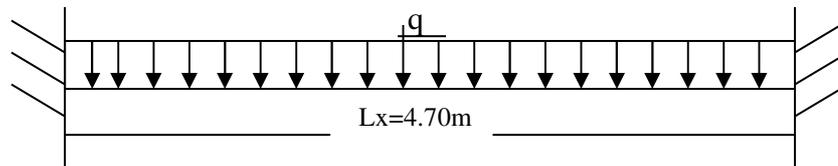


Fig. II.1 : charge de la dalle

$G = 725 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge d'exploitation.

Ceci donne $q = (725+150) \cdot 1.00 = 875 \text{ Kg/ml}$

$E = 32164.195 \text{ Mpa} = 321641.95 \text{ Kg/cm}^2$ D'ou :

$$e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot 875 \cdot 10^{-2} \cdot 470^3) / (384 \cdot 321641.95 \cdot 100))^{1/3} = 13.16 \text{ cm}$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$.

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max(15, 15, 11, 14)$

Donc : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.1. Plancher à corps creux : (BAEL B.6.8, 42)

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20$$

Avec :

L : la petite portée du panneau le plus sollicité.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = \min(L_{x \max}, L_{y \max}) \implies L = \min(630, 470) = 470 \text{ cm}$$

$$18.8 \leq h_t \leq 23.5$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm.} \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm : épaisseur de la dalle de compressions.} \end{array} \right.$$

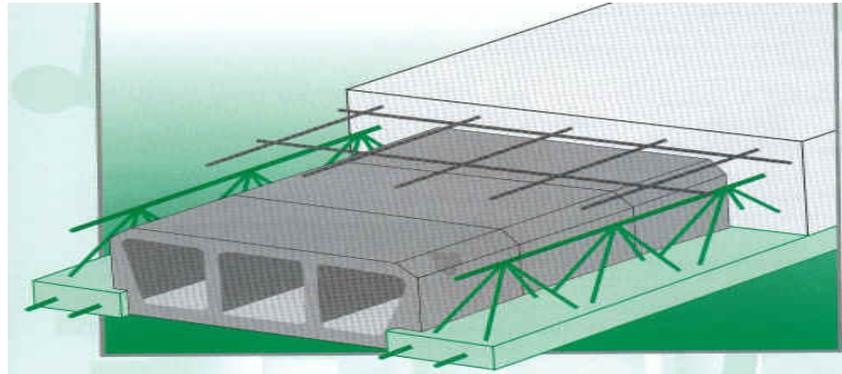


Fig. II .1 : Dessin d'un plancher en corps creux

II.2.2. plancher à dalle pleine :

Selon la référence [H. THONIER] dimensionnement rapide

$$\text{Dalles reposant sur deux appuis : } L/35 \leq e \leq L/25 \longrightarrow 13.42 \leq e \leq 18.8 \text{ (cm)}$$

(L : la petite portée du panneau le plus sollicité)

On prend $e = 20 \text{ cm.}$

II.2.3. Balcon:

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < (L/20) + 7 \text{ avec : } L_{\max} = 1.00\text{m}$$

$$6.67 \leq e \leq 12\text{cm}$$

On prend : $e = 15\text{cm.}$

Le balcon est constitué par une console en béton armé

II.2.4. Dalle de locale machinerie :

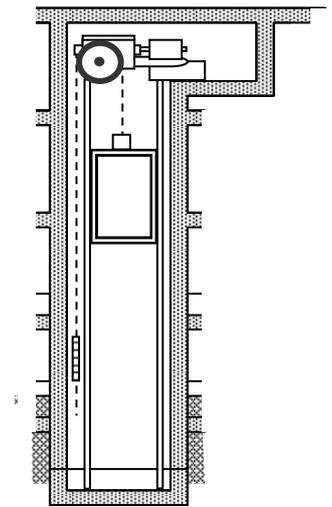
La dalle de locale machinerie est une dalle pleine ($e = 20 \text{ cm}$)

et est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine).

➤ **Local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Le poids de machine : $G = \sum P_i = 5,35 \text{ KN}$ DTR de ascenseur
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1\text{m/s}$



II.2.1. Evaluation des charges des dalles :

Charge permanent : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

a. Plancher terrasse inaccessible :

- 1- Protection mécanique en gravier (e= 5 cm) ... (0,05). (17) = 0,85 KN/m²
- 2- Etanchéité multicouche (0,02). (6) = 0,12 KN/m²
- 3- Forme de pente (e moy=10 cm) (0,10). (22) = 2,2 KN/m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane) = 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique (liège) (e=4 cm) (0,04). (4) = 0,16 KN/m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 4) =2,80 KN/m²
- 7- Enduit de plâtre (10). (0,02) = 0,20 KN/m²

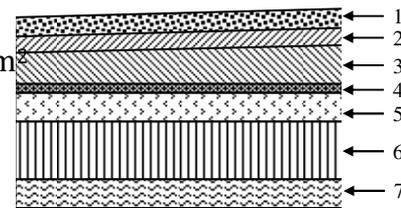


Fig. II.2 Charge perm du Plancher-T-I

➡ $\sum G = 6,34 \text{ KN/m}^2$

b. Plancher étage courant (corps creux) :

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m²
- 3- Lit de sable (e=3cm) (0,03). (18) = 0,54 KN/m²
- 4- Plancher à corps creux (16 + 4) = 2,80 KN/m²
- 5- Enduit de plâtre (2cm) (0,02). (10) = 0,20 KN/m²
- 6- Cloisons légères (e = 10cm) = 1,25 KN/m²

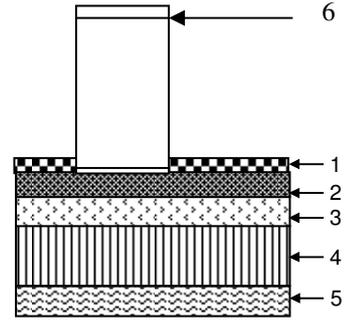


Fig.2.3 Charge Perm du Plancher-E-C.

⇒ $\Sigma G = 5,63 \text{ KN/m}^2$

C. plancher à dalle pleine :

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m²
- 3- lit de sable (e=3cm) (0,03). (18) = 0,54 KN/m²
- 4- dalle pleine (e= 20cm)..... = 5,0 KN/m²
- 5- enduit de plâtre (2 cm) (0,02). (12) = 0,20 KN/m²
- 6-cloisons légères = 1,25 KN/m²

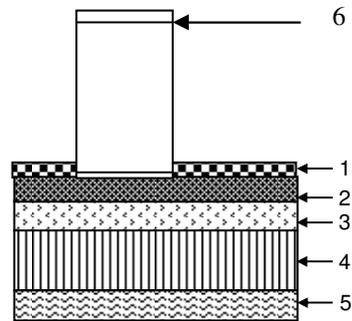


Fig. II.4 Charge Perm du Plancher-D-P

⇒ $\Sigma G = 7.83 \text{ KN/m}^2$

d .Balcon :

- 1- Carrelage (e=2cm) (0,02). (22) = 0,44 KN/m²
- 2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02). (20) = 0,40 KN/m
- 3- lit de sable (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²
- 4- dalle pleine (e= 15cm)..... = 3,75KN/m²
- 5- enduit de plâtre (2 cm) (0,02). (12) = 0,20 KN/m²
- 6-cloisons légères = 1,85 KN/m²

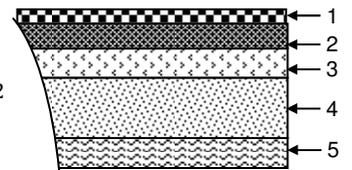


Fig. II.5 Charge Perm du Balcon E-C

⇒ $\Sigma G = 7,00 \text{ KN/m}^2$

e. Acrotère:

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = (0.069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/ml}$$

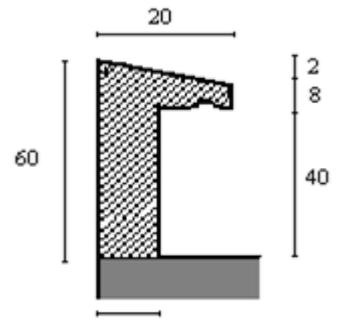
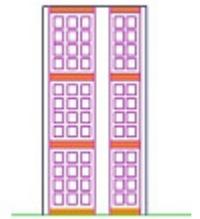


Fig. II.6 Acrotère

f. Maçonnerie:

Mur extérieur à double cloison.

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (10) = 0,20 KN/m²
- 2- Briques creuses (e=10cm) (0,10). (9) = 0,90 KN/m²
- 3- Briques creuses (e=15cm) (0,15). (9) = 1,35 KN/m²
- 4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²



$$\Rightarrow \Sigma G = 2,81 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Fig. II.7 Mur à double cloison}$$

Mur intérieur.

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (10) = 0,20 KN/m²
- 2- Briques creuses (e=10cm) (0,10). (9) = 0,90 KN/m²
- 3- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²

$$\Rightarrow \Sigma G = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

II.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$

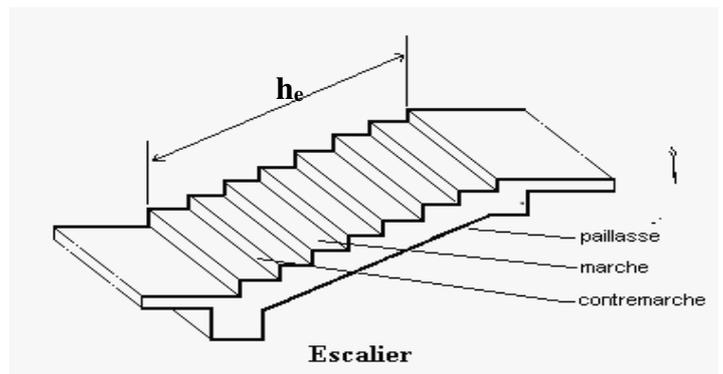


Fig. II.8 Escalier

- **II.3.1.Rez de chaussée :**

Pour le rez-de-chaussée la hauteur d'étage est de 4.50 m, On a 03 volées, La première volée est de 3.15 m la deuxième volée est de 0.68 m et la troisième volée est de 0.85m.

avec :

Giron : $g = 90 \text{ cm}$

- **La première volée (1) :**

On a $H_1=3.15 \text{ m}$, aussi on a : $14.5 < h < 18 \text{ cm}$

Pour : $h=17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 18 marches

-La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l=g(n-1)=30 \times 17.5=525 \text{ cm.}$$

-L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = 306/525 \Rightarrow \alpha = 30.23^\circ$

-La longueur de la paillasse est : $L = 3.06/\sin \alpha = 6.08 \text{ m.}$

- **La deuxième volée (2) :**

On a $H_2=0.68 \text{ m}$, aussi on a : $14.5 < h < 18 \text{ cm}$

Pour : $h=17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 4 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 4=120 \text{ cm.}$

- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = 68/120=0.56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ$

- La longueur de la paillasse est : $L = \frac{0.68}{\sin \alpha} = 1.39 \text{ m.}$

- **La troisième volée (3) :**

On a $H_3=0.85 \text{ m}$, aussi on a : $14.5 < h < 18 \text{ cm}$

Pour : $h=17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 5 marches

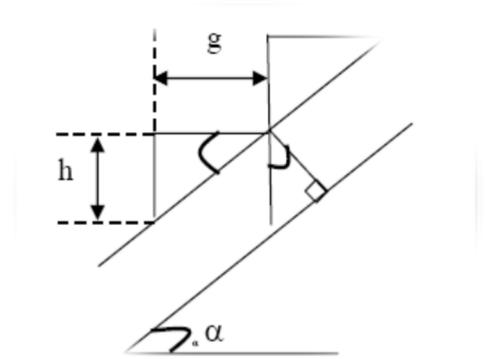


Fig. II.9 : schéma statique de l'escalier

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 3=90$ cm.

- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 85/150=0.56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ$

- La longueur de la paillasse est : $L = \frac{0.85}{\sin\alpha} = 1.74$ m .

II.3.2. Etages courants :

Pour l'étages courants la hauteur d'étages est de 3.23 m, On a 03 volées, La première et le troisième volée sont de 2.72m , le deuxième volée est de 1.02 m .

avec : Giron : $g = 50$ cm

- **La première volée :**

On a $H_1=2.72$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 16 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 16=480$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 272/480 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 2.72/\sin\alpha = 4.83$ m.

Et c'est pareil pour la 3ème volée.

- **La deuxième volée :**

On a $H_2=1.02$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 6 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 6=180$ cm.

- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 102/180=0.56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ$

- La longueur de la paillasse est : $L = \frac{1.02}{\sin\alpha} = 2.08$ m .

II.3.1. Evaluation des charges :**Charge permanent : (G)****a) Palier :**

- Carrelage (2 cm)	0,44 KN/m ²	
- Mortier de pose (2 cm)	0,4 KN/m ²	⇒ G = 4.79 KN/m²
- Dalle en BA (15 cm)	3.75KN/m ²	
- enduit de ciment (2 cm)	0,2 KN/m ²	

b) Volée :

- Carrelage (2 cm)	0,44 KN/m ²	
- Mortier de pose (2 cm)	0,4 KN/m ²	
- Marche (h = 17)	4.25 NK/m ²	⇒ G = 9.94 KN/m²
- Paillasse (15 cm)	3.75 KN/m ²	
- Enduit de ciment (2 cm)	0,2 KN/m ²	
- Garde corps	0,9 KN/m ²	

II.4 Charge d'exploitation :

Selon la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

1- Terrasse inaccessible	Q= 1,0 KN/m²
2- Habitation (du 2ème au 9ème étage)	Q= 1,5 KN/m²
3- Locaux commerciaux (Rez-de-chaussée et 1ère étage)	Q= 5 KN/m²
4- Balcon (étage courant)	Q= 3,5 KN/m²
5- L'acrotère	Q = 1,0 KN/m²
6- Escalier	Q = 2,5 KN/m²

II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s’effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

a. Poutre principale : de sens parallèle à XX

• Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91,p 382)

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $L_{max} / 15 \leq h_p \leq L_{max} / 10$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être : $0,4 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$

Avec : L_{max} : Longueur de la plus grand portée entre axe, ($L_{max} = 6,30$ m)

h_p : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Donc : $42 \leq h_p \leq 63$ On prend $h_p = 55$ cm

$17.2 \leq b \leq 50.4$ On prend $b = 40$ cm

• Vérification selon le RPA 99 ver 03(p 67), pour la zone II :

- La hauteur h_p de la poutre doit être : $h_p \geq 30$ cm

Donc : $55 \geq 30$ ✓

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm

Donc : $40 \geq 20$ ✓

- le rapport hauteur largeur doit être : $h_p / b \leq 4$ cm

Donc : $1,375 \leq 4$ ✓

⇒ Poutre porteuse de **40 x 55** cm²

b. Poutre secondaire : De sens parallèle à YY ($L_{max} = 470$ cm)

$470 / 15 \leq h_s \leq 470 / 10$

Donc : $31,33 \leq h_s \leq 47$

On prend $h_s = 45$ cm

$12.53 \leq b \leq 37.6$

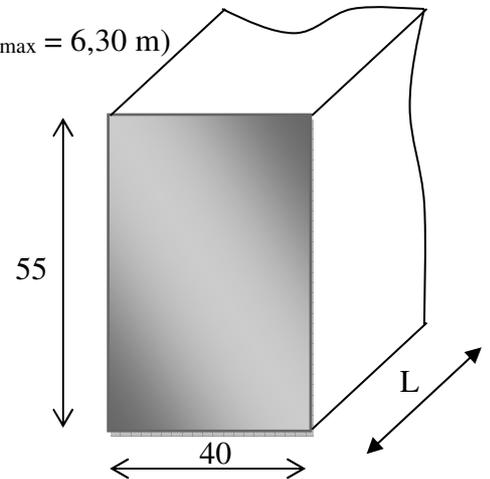


Fig. II.10 Poutre principale

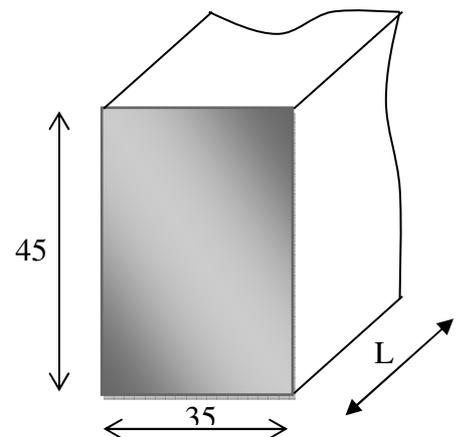


Fig. II.11 Poutre secondaire

On prend $b = 35 \text{ cm}$

Vérification :

- $h_s = 45 \geq 30 \quad \checkmark$
- $b = 35 \geq 20 \quad \checkmark$
- $h_s / b = 1,28 \leq 4 \quad \checkmark$

II.7 Prédimensionnement des poteaux :

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.

D’après le RPA99/ver 2003 (7.4) : Pour la zone sismique IIa les dimensions du poteau requis doivent être vérifiées l’inégalité suivante : $\text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$

Sollicitations normales :

l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

D’après l’article B.8.4.1 du CBA 93 : l’effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être :

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

II.8. Descente de charge :

Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est celui du portique (A) de la file (3).

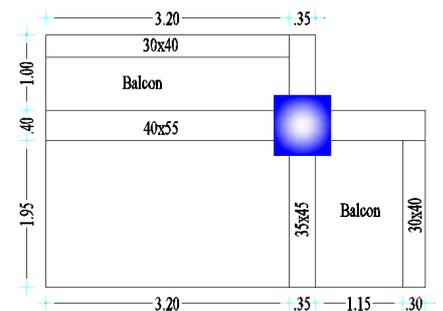
Les charges reprises par le poteau rectangulaire le plus chargée :

❖ **terrasse :**

- Poutre principale : ... (0,55. 0, 40. 4,65).25 = 25 ,58 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 2,95)+(0,3.0,4.5,15).25 = 27,07 KN
- Plancher : (6,24.6, 34)+(4,48.7,29) = 72,22 KN
- Acrotère : 1,725.7, 3 = 8.8 KN

⇒ **G Terrasse = 137,46 KN**

⇒ **Q Terrasse = 10,72 KN**

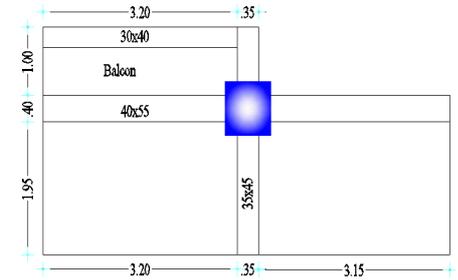


❖ 9^{ème} et 8^{ème} étage:

- Poutre principale :25 ,58 KN
- Poutre secondaire : 27,07 KN
- Plancher : (6,24.5, 28) =32,95 KN
- Balcon :(4,48.6,05)=27,10 KN

⇒ **G-9, 8^{ème} étage = 112,70KN**

⇒ **Q-9, 8^{ème} étage =25 ,04 KN**



❖ Etage courant :

- Poutre principale : (0,55. 0, 40. 6,35).25 =34 ,93 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 2,95)+(0,3.0,4.3,20).25 =21,21 KN
- Plancher : (12,38.5,28)=65,38 KN

⇒ **G_{E-courant} = 135,07KN**

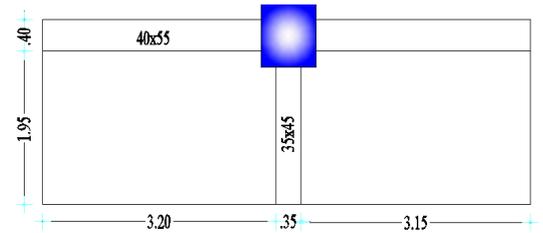
⇒ **Q_{E-courant} =27,25 KN**

❖ Rez-de-chaussée et 1^{ère} étage :

- Poutre principale :34 ,93 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 1,95).25= 7,67 KN
- Plancher :65,38KN

⇒ **G = 107,98 KN**

⇒ **Q = 61,91KN**



Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est celui du portique (B) de la file (3).

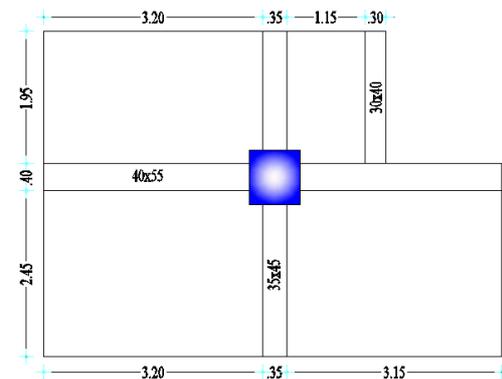
Les charges reprises par le poteau rectangulaire le plus chargée :

❖ terrasse :

- Poutre principale : (0,55. 0, 40. 6,35).25 = 34 ,93 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 4,40)+(0,3.0,4.1,95).25 = 23,18 KN
- Plancher : (21,80.6, 34)+(2,24.7,29) = 154,54 KN
- Acrotere : 1,725.3, 265 = 8.8 KN

⇒ **G Terrasse = 221,45 KN**

⇒ **Q Terrasse = 21.80 KN**

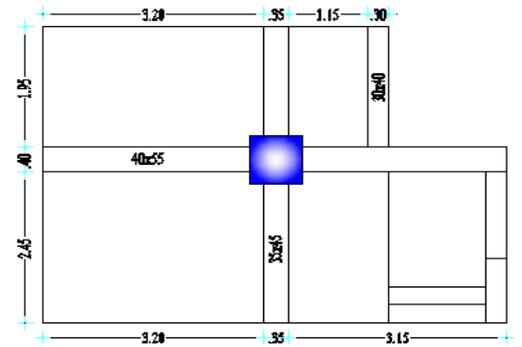


❖ 9^{ème} et 8^{ème} étage:

- Poutre principale :34 ,93 KN
- Poutre secondaire : 23,18 KN
- Plancher : (14,08.5, 28) + (3,55.7,48)=100.9 KN
- Balcon :(2,24.6,05))=13,55 KN
- Escalier : (2,6.4, 79)+(1,26.9,94)=24.98 KN

⇒ **G_{9, 8^{ème} étage} = 197,54KN**

⇒ **Q_{9, 8^{ème} étage} =43,92 KN**

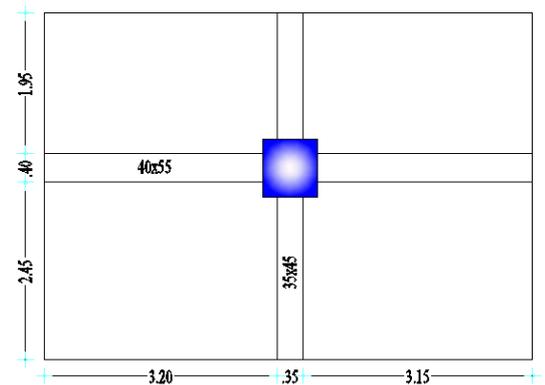


❖ Etage courant :

- Poutre principale :34 ,93 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 2, 45).25 =17,33 KN
- Plancher : (20,22.5,28)+(3,55.7,48)=133,32 KN
- Escalier :24.98 KN

⇒ **G_{E-courant} = 235,54KN**

⇒ **Q_{E-courant} =45,98 KN**



❖ 1^{ère} étage :

- Poutre principale :34 ,93 KN
- Poutre secondaire : 17,33 KN
- Plancher : (20 ,22.5,28)+(7,72.7,48)= 164,07 KN

⇒ **G_{1^{ère} étage} = 216,77 KN**

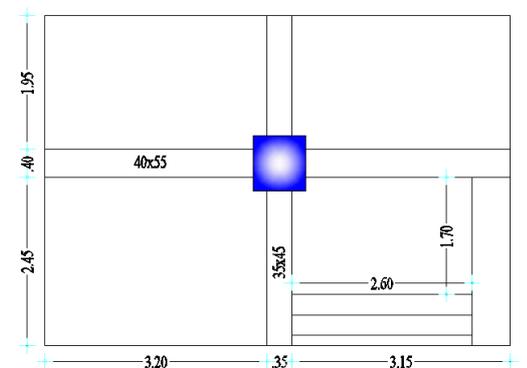
⇒ **Q_{1^{ère} étage} = 48 KN**

❖ Rez-de-chaussée:

- Poutre principale : (0,55. 0, 40. 3,15).25 = 34 ,93 KN
- Poutre secondaire : (0,45. 0, 35. 2, 45).25 = 17,33 KN
- Plancher : 20 ,22.5, 28= 106,76 KN
- Escalier :(4,42.4, 79) + (2.9, 94)=40.55 KN

⇒ **G_{RDC} = 199,57 KN**

⇒ **Q_{RDC} = 118,23 KN**



Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé (poteau centrale) sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Sous terrasse : Q_0

Sous 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + [(3 + n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_n$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporter par le poteau le plus chargé :

Niveau	Dégression	Q [KN]
Sous terrasse	Q_0	21,80
Sous 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	65,72
Sous 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	105,25
Sous 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	141,11
Sous 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	173,44
Sous 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	200,75
Sous 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	223,52
Sous 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	244,91
Sous 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	268,79
Sous 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_9)$	290,76
Sous le RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC})$	363,53

Tab. II.1 Règle dégression adopté.

La section du poteau sera calculé par la formule (II.1), les résultats de calcul sont donner dans le tableau (II.2) :

Niveau	Q cumulée	G cumulée	Nu [KN]	1,1Nu [KN]	B [cm ²]	B adopté [cm ²]
Sous terrasse	21,80	221.45	331.66	364.83	3648,3	
Sous 9 ^{ème} étage	65,72	418.99	664.22	730.64	7306,4	35x35
Sous 8 ^{ème} étage	105,25	616.53	990.19	1089.21	10892,1	35x35
Sous 7 ^{ème} étage	141,11	852.07	1361.96	1498.16	14981,6	35x35
Sous 6 ^{ème} étage	173,44	1087.61	1728.43	1901.28	19012,8	45x45
Sous 5 ^{ème} étage	200,75	1323.2	2087.38	2296.12	22961,2	55x55
Sous 4 ^{ème} étage	223,52	1558.69	2439.51	2683.46	26834,6	45x45
Sous 3 ^{ème} étage	244,91	1794.23	2789.58	3068.53	30685,3	55x55
Sous 2 ^{ème} étage	268.79	2029.77	3143.37	3457.71	34577,1	55x55
Sous 1 ^{ère} étage	290,76	2246.54	3559.76	3468,96	34689,6	55x55
Sous le RDC	363,53	2446.11	3847,54	4232,29	42322,9	65x65

Tab. II.2 Effort normal à retenir pour le pré dimensionnement des poteaux.

Prédimensionnement rapide :

$$B > \frac{Nu}{10} \rightarrow B > \frac{4232.29 \times 10^3}{10} = 4232290 \text{mm}^2$$

B= (a *b) on pose que (a=b=65cm²)

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4) :**

D’après le RPA99/ver 2003 (7.4) : Les dimensions à prendre doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min (a, b)} \geq h_e/20 \rightarrow \text{vérifier} \\ - \text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{vérifier} \\ - 1/4 \leq a/b \leq 4 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} = 0,26 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Vérifier}$$

- **Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)(condition de stabilité de forme)**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux carrée $B_r = (a - 2)^2 \text{ cm}^2$

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

N_u : l'effort normal maximal à l'ELU obtenue par la descente du charge : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

f_e : limite d'élasticité de l'acier en (400 MPa)

AS/B_r : la section d'acier qui sera pris égale à 0,8% (zone IIa)

$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ $\lambda \leq 50$

$\beta = 0,85\lambda^2/1500$ $50 \leq \lambda \leq 70$

Pour $\lambda = 36,37 \Rightarrow \beta$ égale à 1,22

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e = 315\text{cm}$

On trouve $B_r (\text{m}^2) \geq 0,000067 N_u (\text{KN})$.

$B_r (\text{cm}^2) \geq 28,35\text{cm}^2$. \rightarrow Vérifier

- **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

I_f : Longueur de flambement ; ($I_f = 0,7 \cdot L_0$)

i : Rayon de gyration; ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie; ($I = bh^3/12$)

B : Section transversale du Poteau ; ($B = a.b$)

L_0 : Longueur libre du poteau ;

Donc on va vérifier pour : $\lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$

- ❖ Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $\lambda = 2,42.4, 30 / 0,65 = 16,00 < 50 \rightarrow$ Vérifier.
- ❖ Poteaux du 2^{ème}, 5^{ème} : $\lambda = 2,42.3, 03 / 0,55 = 13,33 < 50 \rightarrow$ Vérifier.
- ❖ Poteaux du 6^{ème}, et 7^{ème} : $\lambda = 2,42.3, 03 / 0,45 = 16,29 < 50 \rightarrow$ Vérifier.
- ❖ Poteaux du 7^{ème}, 9^{ème} : $\lambda = 2,42.3, 03 / 0,35 = 20,95 < 50 \rightarrow$ Vérifier.

II.9 Les voiles :

Le prédimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99/ version 2003.

Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le RPA 99/version 2003, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Prédimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière l'article 7.7.1 du RPA99/version2003. Les charges prises en compte dans le prédimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à

(Art 7-7-1 du RPA99).

a) L'épaisseur :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003:

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage $H_e = 3.06$ m et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

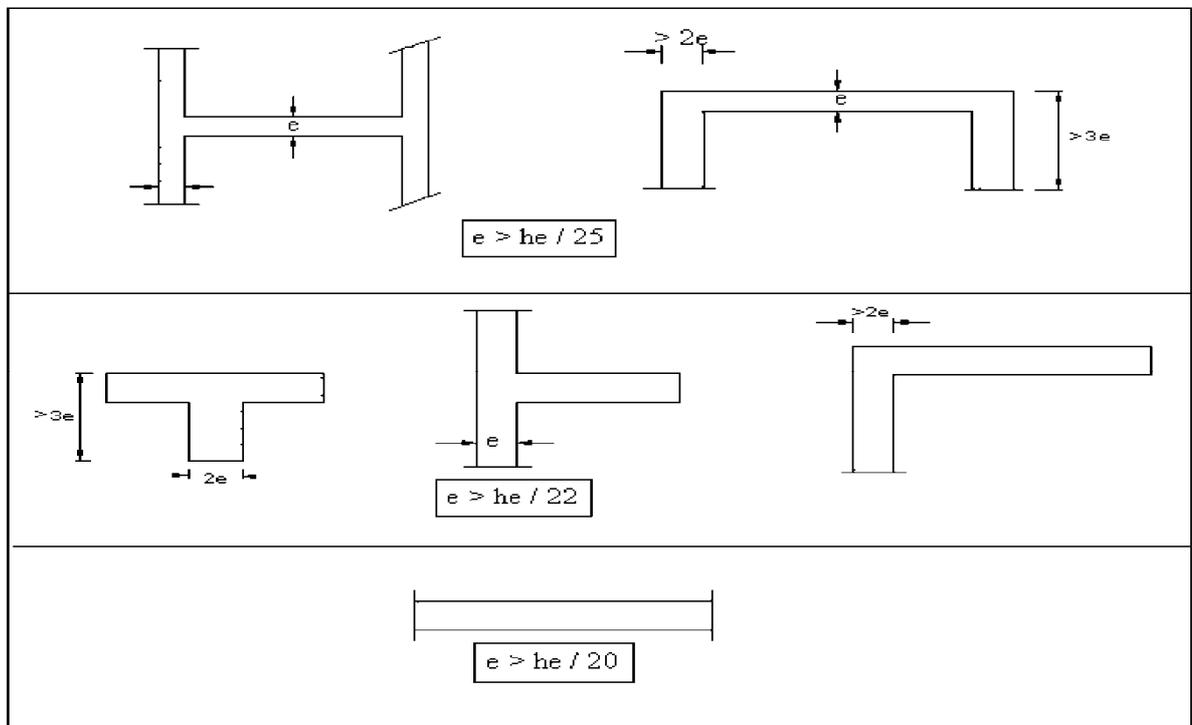


Fig. II.13 Coupe de voile en plan.

Pour notre cas on prend:

$$a \geq \max (h_e / 25; h_e / 22)$$

Donc: $a \geq h_e / 22$

Pour notre projet :

- **Étage courant :**

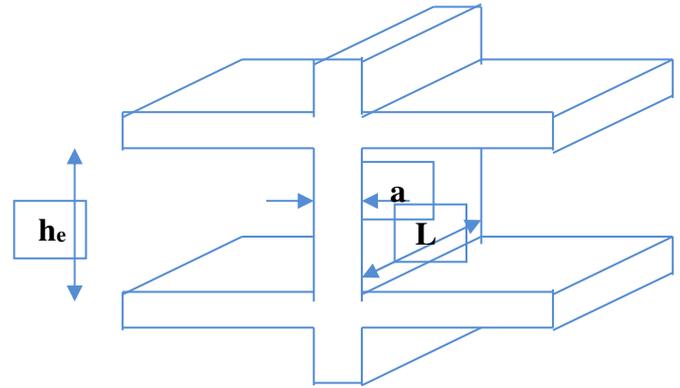
$$h_e = 3,40 - 0,20 = 3,20\text{m}$$

$$a \geq 320 / 22 = 14,55\text{cm} \rightarrow a = 20\text{cm}$$

- **Rez-de-chaussée et 1^{ère} étage:**

$$h_e = 4,50 - 0,20 = 4,30\text{m}$$

$$a \geq 430 / 22 = 19,55\text{ cm} \rightarrow a = 20\text{cm}$$



- Les Conditions d'abouts :

- $e \geq 15$

- $L \geq 4e$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : **a = 20 cm.**

b) 2. la longueur:

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : **L ≥ 80 cm.**



A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the text.

CHAPITRE III
Étude sismique

III .1 Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.

Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations imposées par un séisme modéré.

III.2 Objectifs de l'étude dynamique :

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

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

III.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Lors d'une analyse dynamique de structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans notre cas le modèle adopté comporte les éléments résistants ainsi que les planchers et les escaliers, et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel **ROBOT**.

III.4.1 Présentation du logiciel de calcul ROBOT :

Le logiciel *Autodesk® Robot Structural Analysis* est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Nous avons utilisé ce logiciel pour tout calcul de notre structure (modélisation, vérification,...)

III.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type barre à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.

Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

III.4.3 Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité Q RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

III.5 Choix de la méthode de calcul : RPA99/Version 2003 Article (4.1, 1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

III.6 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

III.6.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones II

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans le cas le bâtiment implantée on zone II et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux au 17m .

III.6.2 Modèle admis par la méthode statique équivalente :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en

translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

III.6.3 Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure, $V_s = \frac{ADQ}{R}W$

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, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau III.1 : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone II_a
donc: A = 0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de

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

coefficient d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) :

$$T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

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

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé Maçonnerie
Léger	6	4	1
Dense	7	5	0

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7 \%$

Donc : $\eta = 0,882 > 0.7$ Vérifie

• Estimation de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$\text{On donc : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• **Pour le sens transversal :**

$$H_N = 34.84\text{m et } d = 31.2 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$\text{Alors: } T = \min(0,71\text{s}; 0,57\text{s}) \Rightarrow T = 0,57\text{s}$$

$$T_2(S_2) = 0,4\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D=1,7}$$

• **Pour le sens longitudinal**

$$H_N = 31\text{m et } d = 17.75\text{m}$$

$$T = \min(0,71 \text{ s}; 0,744\text{s}) \Rightarrow T = 0,7\text{s}$$

$$T_2(S_2) = 0,4\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D = 1,49}$$

R coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Pour une structure mixte (Mixte portiques/voiles avec interaction) : $R = 5$

• **Q facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non :

Critère q	P_q	
	Observé	N/Observé
Condition min sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan		0,05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation		0,05
Contrôle de qualité	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	

Donc $Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 = 1,15$

• **W poids total de la structure :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_t = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids due aux charges permanentes.

W_Q : 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 (RPA v2003): Bâtiment d'habitation $\rightarrow \beta = 0,2$.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$:

A partir du logiciel **ROBOT** le poids total de la structure est : $W_t = 4695,25T$.

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0,15 \times 1,70 \times 1,15}{5} \times 4695,25 = 275,37T$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,49 \times 1,15}{5} \times 4695,25 = 241,35T$$

III.7 Méthode modale spectrale.

III.7.1 Hypothèses de calcul.

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

III.7.2 Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique–voiles.

Pour ce faire on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

III.7.3 Spectre de repense de calcule :

Le *RPA99ver.2003* recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$$A = 0.15$$

$$\xi = 7\% \text{ ce qui donne } \eta = 0.882$$

R = 5 (contreventement mixte portiques/voiles avec interaction).

$$(T_1, T_2) = (0.15, 0.4) \text{ ce qui correspond au site 2.}$$

III.7.4 Nombre de modes à considérer :

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le RPA99 ver 2003 (article 4.3.4) comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Avec un minimum de modes à retenir égale à trois (3) pour chaque direction considérée.

III.7.5 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

Schéma de dispositions des voiles :

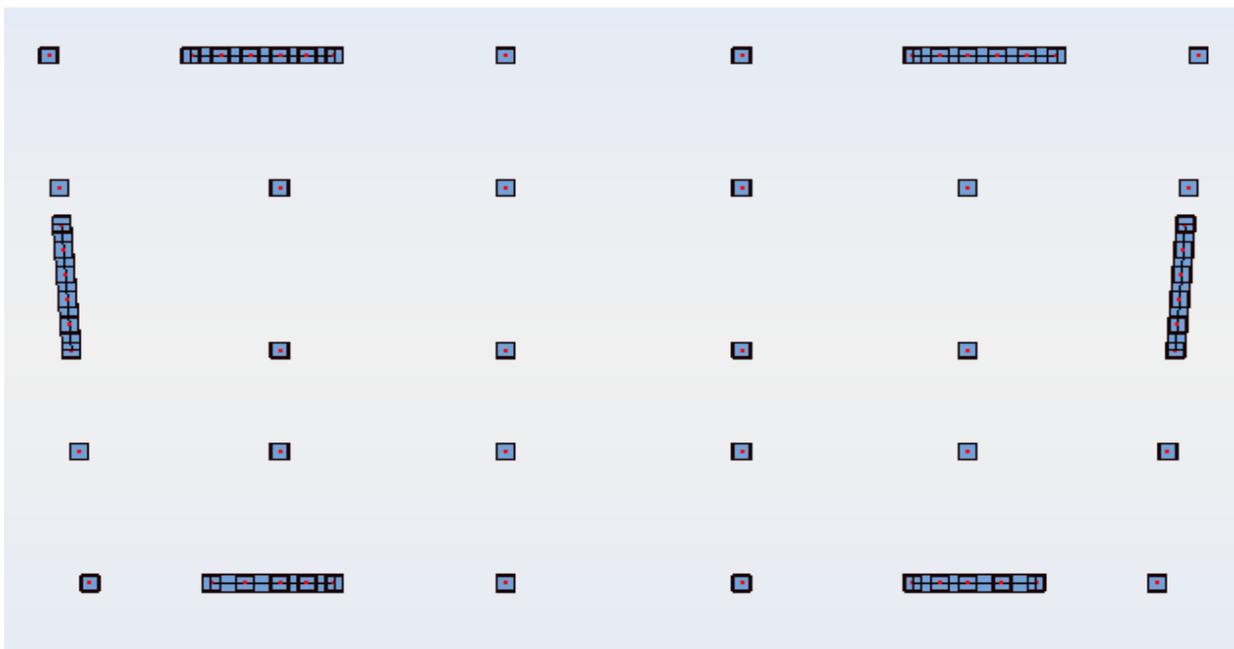


Fig.III.1 Vue en plan de la variante proposée.

III.6.6 Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsque il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

(X_{CT}, Y_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivant

x e_y : excentricité théorique

suivent y

Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion	
	X_{cm} (m)	Y_{cm} (m)	X_{ct} (m)	Y_{ct} (m)
1	15,595	8,596	15,600	10,438
2	15,595	8,572	15,600	10,491
3	15,595	8,698	15,600	10,491
4	15,595	8,698	15,600	10,491
5	15,595	8,714	15,600	10,523
6	15,595	8,714	15,600	10,523
7	15,595	8,714	15,600	10,523
8	15,594	8,634	15,600	10,540
9	15,594	8,634	15,600	10,540
10	15,594	8,663	15,600	10,540

Tableau (III.2) - Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage

III.6.6.1 Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, Donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

- **l'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

- **l'excentricité accidentelle** :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L.

Sens X $e_x = 0.05 L_x$

Sens Y $e_y = 0.05 L_y$

Le tableau 4.2 résume les résultats des excentricités pour chaque niveau :

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité totale	
	$e_{x th}(m)$	$e_{y th}(m)$	$e_{x ac}(m)$	$e_{y ac}(m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$
1	0,005	1,842	1,680	0,860	1,685	2,702
2	0,005	1,919	1,680	0,980	1,685	2,899
3	0,005	1,793	1,680	0,980	1,685	2,773
4	0,005	1,793	1,680	0,980	1,685	2,773
5	0,005	1,810	1,680	0,980	1,685	2,79
6	0,005	1,810	1,680	0,980	1,685	2,79
7	0,005	1,810	1,680	0,980	1,686	2,79
8	0,006	1,907	1,680	0,980	1,686	2,887
9	0,006	1,907	1,680	0,980	1,686	2,887
10	0,006	1,877	1,680	0,980	1,686	2,857

Tableau III.3 - Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage

III.6.7 Caractéristiques dynamiques de la structure :

1. Les modes propres :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Modes	Période	Somme des Masses modales effectives (%)		Masses modales effectives (%)		Masse totale de la structure (t)	Nature
		Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y		
1	0,93	2,03	69,12	2,03	69,12	4695,25	translation
2	0,89	73,10	71,47	71,07	2,35	4695,25	translation
3	0,63	74,07	72,70	0,97	1,23	4695,25	torsion
4	0,28	74,28	88,05	0,21	15,35	4695,25	
5	0,27	88,33	88,31	14,04	0,26	4695,25	
6	0,19	88,42	88,51	0,09	0,20	4695,25	
7	0,13	88,43	93,59	0,01	5,08	4695,25	
8	0,13	93,32	93,61	4,89	0,02	4695,25	
9	0,12	93,32	93,61	0,00	0,00	4695,25	
10	0,12	93,36	93,61	0,04	0,00	4695,25	

Tab.III.4 Participation des masses modales effectives.

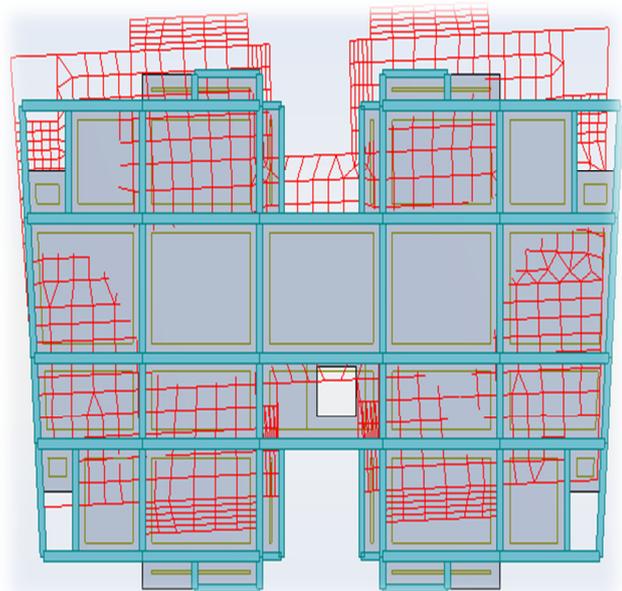
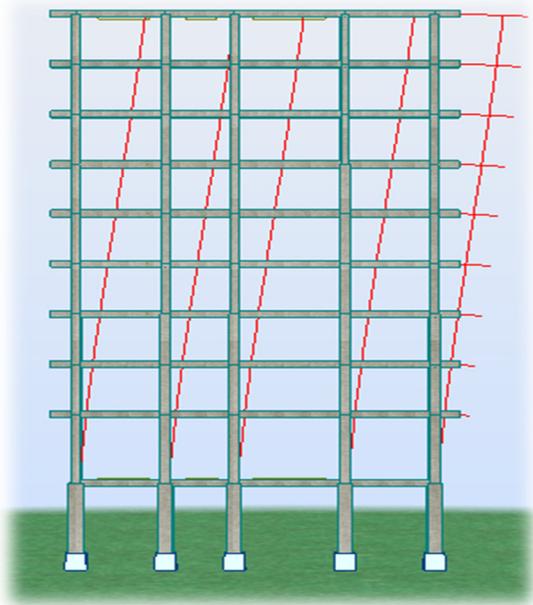
Constatations :

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,93$ s

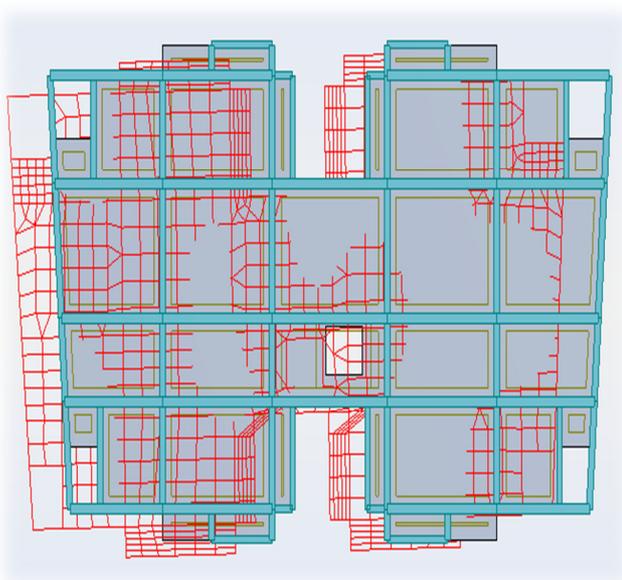
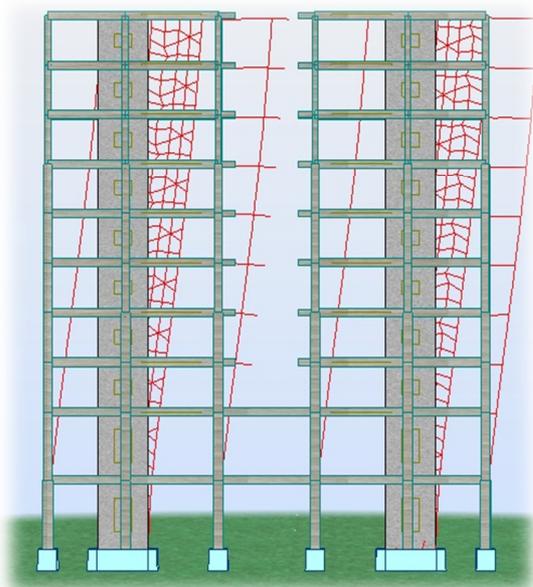
Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

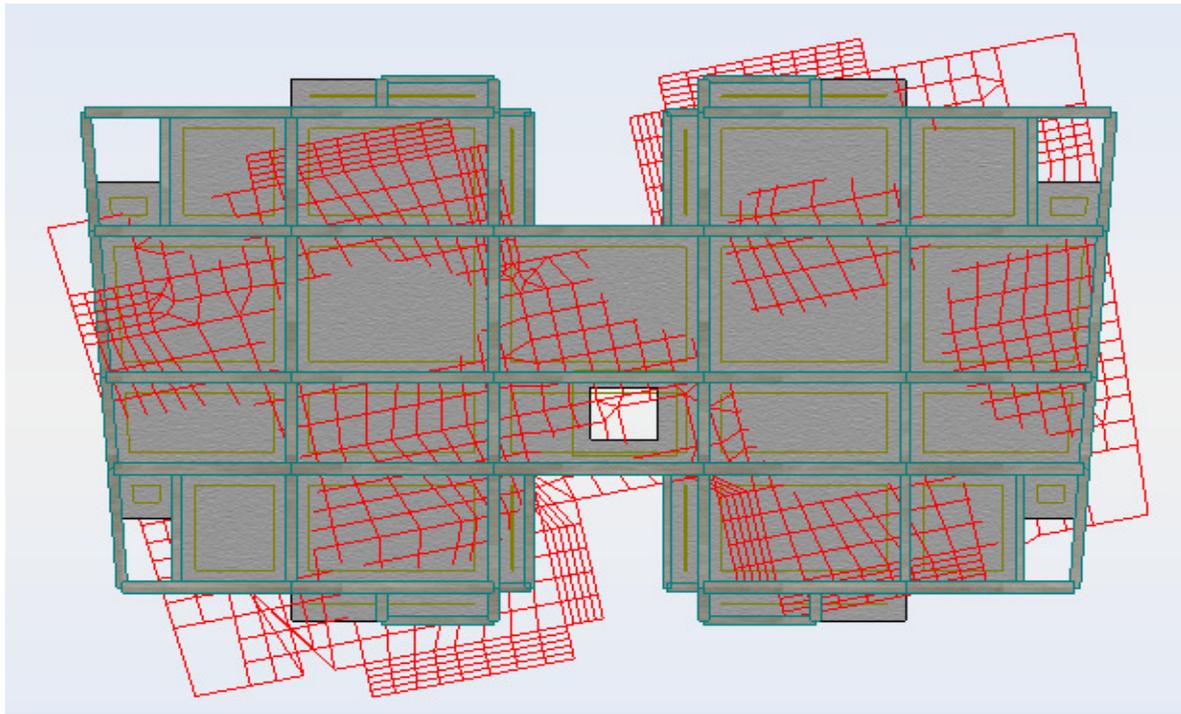
On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (RPA99).

les déformées modales obtenues après analyser par robot :

Mode 1(translation yy) : $T = 0,90$ s



Mode 2(translation xx) : $T = 0,83$ s



Mode 3(torsion) : $T= 0,60$ s

Fig.III.2 : La déformée modales obtenues après analyser par ROBOT

III.6.8 Distribution des efforts tranchant selon les niveaux :

a) Sens longitudinale

<i>ETAGE</i>	<i>F_x(KN)</i>	<i>F_x poteaux</i>	<i>F_x voiles</i>
RDC	2221,69	759,22	1462,47
1	2093,24	672,15	1421,10
2	1878,30	1058,27	820,03
3	1761,18	1112,14	649,04
4	1564,48	761,60	802,88
5	1417,31	798,49	618,82
6	1252,15	814,65	437,50
7	1009,51	402,63	606,88
8	796,12	399,90	396,22
9	542,88	377,24	165,64

Tab.III.5 Distribution des efforts tranchant sens YY.

b) Sens transversale

ETAGE	$F_y(KN)$	$F_y poteaux$	$F_y voiles$
RDC	2071,40	742,13	1329,27
1	2014,80	664,84	1349,97
2	1849,52	1069,66	779,86
3	1715,41	1145,23	570,18
4	1546,78	849,29	697,48
5	1398,21	901,58	496,63
6	1234,97	927,78	307,20
7	1012,09	504,03	508,06
8	819,22	509,67	309,55
9	682,64	501,42	181,22

Tab.III.6 Distribution des efforts tranchant sens XX.

III.8 VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

III.8.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$T_{empirique} = 0,71 \text{sec} \times 1,3 = 0,93 \text{ses} > T_{numérique} = 0,93 \text{sec}$.

Donc la condition est vérifiée.

III.8.2 Résultante des forces sismique :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X :

$$V_{Dynamique} = 222,169 \text{ T}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X :

$$V_{statique} = 275,37 \text{ T}$$

$$0,8 V_{statique} = 220,96 \text{ T} \implies V_{Dynamique} \geq 0,8 V_{statique} \rightarrow \text{vérifié}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y:

$$V_{\text{Dynamique}} = 207,14\text{T}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens Y:

$$V_{\text{statique}} = 241,35\text{ T}$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 193,08\text{ T} \implies V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \rightarrow \text{vérifié.}$$

III.8.3 Justification de l'interaction portiques–voiles : RPA (Art 3.4)

Pour la justification de l'interaction portique–voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 5506,742T

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 948 ,53 T

$$\text{Donc : } 948,53 / 5506,742 = 9,053\% \implies \text{vérifiée}$$

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivent X :

L'effort tranchant total à la base : 222,169 T

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 75,922T

$$\text{Donc : } 75,922/222,169 = 34,17\% > 25\% \implies \text{vérifiée}$$

Suivent Y :

L'effort tranchant total à la base : 207,14T

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 74,213T

$$\text{Donc : } 74,213/207,14 = 35,82\% > 25\% \implies \text{vérifiée}$$

Les conditions d l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

III.8.4 Vérification au renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} \geq 1.5$$

Avec :

Moment de renversement : $M_{renv} = \sum F_i * Z_i$.

Moment stabilisant : $M_{stab} = \sum W_i * b_i$.

F_i : la force sismique au niveau "i".

- Z_i : hauteur de niveau i.
- W_i : poids de niveau i.
- b_i : bras de levier de niveau "i".

- Sens longitudinal :

$$M_s = 78430,548 \text{ t.m}$$

Niveau	F_i (t)	h_i (m)	M_{renv} (t.m)
RDC	222,169	4,500	999,7605
1	209,324	4,500	941,958
2	187,830	3,23	606,6909
3	176,118	3,23	568,86114
4	156,448	3,23	505,32704
5	141,731	3,23	457,79113
6	125,215	3,23	404,44445
7	100,951	3,23	326,07173
8	79,612	3,23	257,14676
9	54,288	3,23	175,35024
M_{renv}			$\Sigma 5243,40$

Tableau III-7 : vérification au renversement Sens longitudinal.

Vérifications:

$M_s/M_{R_x} = 14,95 > 1,5$vérifie

b) Sens transversal :

$$M_s = 41670,34375 \text{ T.m}$$

Niveau	F_i (t)	h_i (m)	M_{renv} (t.m)
RDC	207,140	4,500	932,13
1	201,480	4,500	906,66
2	184,952	3,23	597,39496
3	171,541	3,23	554,07743
4	154,678	3,23	499,60994
5	139,821	3,23	451,62183
6	123,497	3,23	398,89531
7	101,209	3,23	326,90507
8	81,922	3,23	264,60806
9	68,264	3,23	220,49272
M_{renv}			$\Sigma 5152,40$

Tableau III-7 : vérification au renversement Sens transversal.

Vérifications:

$$M_s/M_{Ry} = 8,08 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

III.8.5 Vérification des déplacements latéraux inter-étage.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R r_x \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R r_y \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

e.1. Sens longitudinal.

Niveau	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\delta_{K-1}(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\bar{\Delta}_K(\text{cm})$	Observation
RDC	0,098	0,49	0	0,49	4,5	OK
1	0,303	1,515	0,49	1,025	4,5	OK
2	0,472	2,36	1,515	0,845	3,23	OK
3	0,647	3,235	2,36	0,875	3,23	OK
4	0,830	4,15	3,235	0,915	3,23	OK
5	1,009	5,045	4,15	0,895	3,23	OK
6	1,182	5,91	5,045	0,865	3,23	OK
7	1,352	6,76	5,91	0,85	3,23	OK
8	1,512	7,56	6,76	0,8	3,23	OK
9	1,661	8,305	7,56	0,745	3,23	OK

Tableau III.8 : Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'

e.2. Sens transversal.

Niveau	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\delta_{K-1}(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\bar{\Delta}_K(\text{cm})$	Observation
RDC	0,111	0,555	0	0,555	4,5	OK
1	0,339	1,695	0,555	1,14	4,5	OK
2	0,527	2,635	1,695	0,94	3,23	OK
3	0,727	3,635	2,635	1	3,23	OK
4	0,943	4,715	3,635	1,08	3,23	OK
5	1,161	5,805	4,715	1,09	3,23	OK
6	1,374	6,87	5,805	1,065	3,23	OK
7	1,592	7,96	6,87	1,09	3,23	OK
8	1,799	8,995	7,96	1,035	3,23	OK
9	1,991	9,955	8,995	0,96	3,23	OK

Tableau III.9 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

III.8.6 Vérification de l'effet P-Delta

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_K / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

NIVEAU	$P_K(T)$	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	V_{Kx} (T)	V_{Ky} (T)	h_K (cm)	θ_{Kx}	θ_{Ky}
RDC	4768,88	0,49	0,555	222,169	207,140	450	0,02337	0,02839
1	4211,01	1,025	1,14	209,324	201,480	450	0,04582	0,05294
2	3668,7	0,845	0,94	187,830	184,952	323	0,05109	0,05772
3	3195,85	0,875	1	176,118	171,541	323	0,04915	0,05767
4	2723	0,915	1,08	156,448	154,678	323	0,04930	0,05886
5	2274,39	0,895	1,09	141,731	139,821	323	0,04446	0,05489
6	1825,78	0,865	1,065	125,215	123,497	323	0,03449	0,04875
7	1377,17	0,85	1,09	100,951	101,209	323	0,03589	0,04591
8	953,21	0,8	1,035	79,612	81,922	323	0,02965	0,03728
9	529,25	0,745	0,96	54,288	68,264	323	0,02248	0,02304

Tableau III.10 : Vérification de l'effet P-Delta

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.

III.9. Conclusions.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillement correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferraillement.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like the edge of a rolled-up document. The text is centered within this scroll.

CHAPITRE IV
Ferraillage des éléments porteurs

CHAPITRE IV : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IV-1- Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

IV.2 Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique ;
- Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau V.1 ci-après:

Situation	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	25	18.5	400	400

Tableau (IV-1) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

IV-3 Calcule des poutres**IV-3-1- Combinaison de calcul :**

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- **en travées :** $1.35G \mp 1.5Q$ combinaison (ELU) des règles BAEL et on vérifie avec la combinaison (ELS) : $G+Q$
- **en appui :** RPA99/V2003
 $G+Q \mp E$
 $0.8G \mp E$

IV-3-2- Etapes à suivre :**a- Armatures longitudinales :**

- La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

- Le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$ avec

- M_u : Moment fléchissant
- b : Largeur de la poutre
- d : La hauteur utile de la section

- Si $\mu < 0,186$: L'état limite ultime est atteint au pivot A

- Si $0,186 \leq \mu \leq \mu_{limite}$

$$\alpha = 1 - (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

La section d'acier égale à : $A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$

Vérification :**BAEL 91 :**

$$\text{- Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

$$\frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\begin{aligned} D &= 15 \frac{A}{b} & E &= 2 D d \\ y_1 &= -D + \sqrt{D^2 + E} & \alpha_1 &= \frac{y_1}{d} \\ \beta_1 &= 1 - \frac{\alpha_1}{3} & K_1 &= 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A \beta_1 d} & \sigma_b &= \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{aligned}$$

RPA99/Version2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\phi_1$

b- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003 S b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

- en dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Choix de ϕ_t :

$$-\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL 91)}$$

Exemple de calcul :

a. Calcul des armatures longitudinales

a.1. Poutres longitudinales (poutres porteuses)

a.1.1 Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q.

- Ferrailage en travée

$$M_{t \max} = 165,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{165,44 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,107$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,107}) \Rightarrow \alpha = 0,267$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,267) = 0,46$$

$$A_s = \frac{165,44 \times 10^{-3}}{0,46 \times 348} \Rightarrow A_s = 10,33 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage au niveau des appuis.**

$$M_{t \max} = 91,37 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91,37 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,059$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) \Rightarrow \alpha = 0,076$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,076) = 0,50$$

$$A_s = \frac{91,37 \times 10^{-3}}{0,50 \times 348} \Rightarrow A_s = 5,25 \text{cm}^2$$

a.1.2 ferrailage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

- **Ferrailage en travée**

$$M_{t \max} = 153,01 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{153,01 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 18,5} \Rightarrow \mu = 0,076$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) \Rightarrow \alpha = 0,098$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,098) = 0,50$$

$$A_s = \frac{153,01 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} \Rightarrow A_s = 7,65 \text{cm}^2$$

- **Ferrailage au niveau des appuis**

$$M_{t \max} = 138,44 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{138,44 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 18,5} \Rightarrow \mu = 0,069$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) \Rightarrow \alpha = 0,089$$

$$z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,089) = 0,50$$

$$A_s = \frac{138,44 \times 10^{-3}}{0,47 \times 400} \Rightarrow A_s = 7,65 \text{ cm}^2$$

a-1-3 Vérifications nécessaires pour les poutres :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 0,4 \cdot 0,52 \cdot 2,1}{400} = 2,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Pourcentage d’acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre d’après le RPA est 0,5% en tout section : $A_{\min} = 0,005 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 11 \text{ cm}^2$

. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$-4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 55 = 88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone courante}$$

$$-6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 55 = 132 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement}$$

Alors la section d’ aciers à retenir sur appui et en travée est : **8 HA14** (12,32 cm²).

- **Vérification vis-à-vis de l’état limite de service :**

En travée $M_{t \max} = 62,40 \text{ KN.m}$

En appuis $M_{a \max} = 112,98 \text{ KN.m}$

- La vérification des contraintes en travée :

Après les calculs en troue :

$$D=2,26 \quad ; \quad E=235,04$$

$$y_1 = 13,24 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,25$$

$$\beta_1 = 0,917 \quad ; \quad K_1 = 45$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 5,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 5,033 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

e- La vérification des contraintes au niveau des appuis :

$$D=2,26 \quad ; \quad E=235,04$$

$$y_1 = 13,24 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,25$$

$$\beta_1 = 0,917 \quad ; \quad K_1 = 45$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 5,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 5,033 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

a-1-2 Armatures transversales :

. Choix de ϕ_t : $\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(120; \frac{550}{35}; \frac{400}{10}\right)$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espaceur :

$$- S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12 \times 1,2\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 13,75\text{cm} \text{ , on prend } S_t = 10\text{cm} \text{ (en zone nodale)}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{55}{2} \Rightarrow S_t \leq 27,5\text{cm} \text{ , on prend } S_t = 15\text{cm} \text{ (en dehors de la zone nodale)}$$

$$A_t = 0,003 S_t b : \begin{cases} 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2 & \text{en zone nodale} \\ 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Donc on prend 3HA8 avec $A_t = 1,51\text{cm}^2$ dans la zone nodale et 4HA8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{\text{Max}} = 223,25 \text{ KN}$$

$$\cdot \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{ct}; 4\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}.$$

$$\tau_u = \frac{223,25 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,52} \Rightarrow \tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

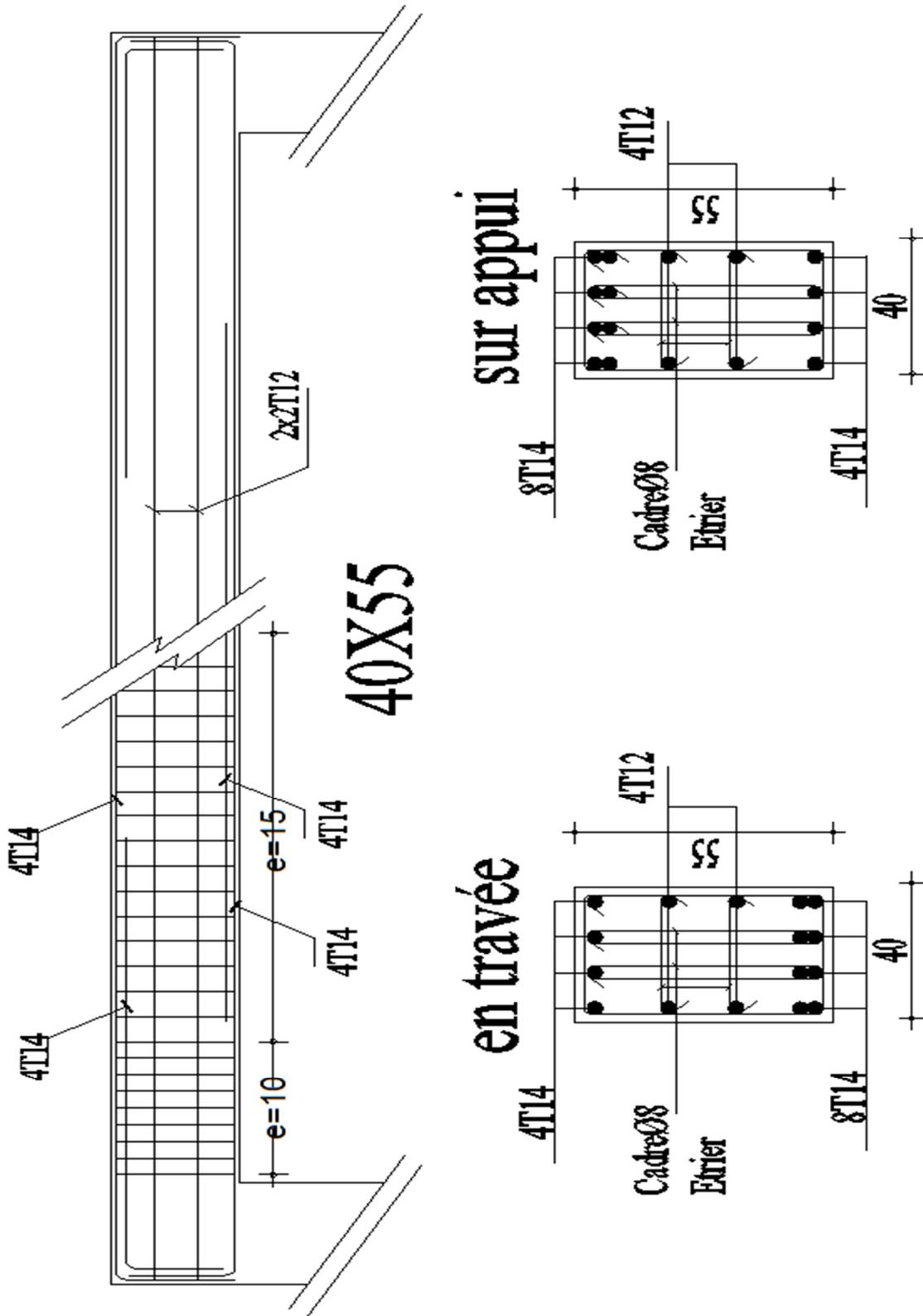


Fig. IV -1- schéma de ferrailage de la poutre principale

b.1. Poutres transversale (poutres secondaire)**b.1.1 Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q.**

- **Ferrailage en travée**

$$M_{i \max} = 45,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{45,67 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,42)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,052$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) \Rightarrow \alpha = 0,066$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,42(1 - 0,4 \times 0,066) = 0,40$$

$$A_s = \frac{45,67 \times 10^{-3}}{0,40 \times 348} \Rightarrow A_s = 3,28 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage au niveau des appuis.**

$$M_{i \max} = 29,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,23 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,42)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,033$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha = 0,042$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,42(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,41$$

$$A_s = \frac{29,23 \times 10^{-3}}{0,41 \times 348} \Rightarrow A_s = 2,04 \text{ cm}^2$$

b.1.2 ferrailage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

- **Ferrailage en travée**

$$M_{i \max} = 168,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{168,05 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 18,5} \Rightarrow \mu = 0,083$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) \Rightarrow \alpha = 0,020$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,020) = 0,52$$

$$A_s = \frac{168,05 \times 10^{-3}}{0,52 \times 400} \Rightarrow A_s = 8,07 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage au niveau des appuis**

$$M_{i \max} = 176,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{176,52 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,52)^2 \times 18,5} \Rightarrow \mu = 0,093$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,093}) \Rightarrow \alpha = 0,23$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,23) = 0,47$$

$$A_s = \frac{176,52 \times 10^{-3}}{0,47 \times 400} \Rightarrow A_s = 9,39 \text{ cm}^2$$

b-1-3 Vérifications nécessaires pour les poutres :

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 0,35 \cdot 0,42 \cdot 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre d'après le

RPA est 0,5% en tout section : $A_{\min} = 0,005 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 7,875 \text{ cm}^2$

. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$-4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone courante}$$

$$-6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Alors la section d' aciers à retenir en travée et sur appuis est : **6 HA14** (9,24 cm²).

• **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

En travée $M_{t_{\max}} = 62,40 \text{ KN.m}$

En appuis $M_{a_{\max}} = 112,98 \text{ KN.m}$

- La vérification des contraintes en travée :

Après les calculs en troue :

$$D=3,96 \quad ; \quad E=332,64$$

$$y_1 = 14,7 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,34$$

$$\beta_1 = 0,887 \quad ; \quad K_1 = 29,118$$

$$\sigma_s = 320,58 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 11,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 320,58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 11,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

- La vérification des contraintes au niveau des appuis :

$$D=2,26 \quad ; \quad E=235,04$$

$$y_1 = 13,24 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,25$$

$$\beta_1 = 0,917 \quad ; \quad K_1 = 45$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 5,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217,017 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 5,033 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

b-2 Armatures transversales :

$$\cdot \text{Choix de } \phi_t : \phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(120; \frac{450}{35}; \frac{350}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 12mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

L'espacement :

$$\cdot S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 13,75cm \text{ , on prend } S_t = 10cm \text{ (en zone nodale)}$$

$$\cdot S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \leq 22,5cm \text{ , on prend } S_t = 15cm \text{ (en dehors de la zone nodale)}$$

$$A_t = 0,003 S_t b : \begin{cases} 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05cm^2 & \text{en zone nodale} \\ 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575cm^2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Donc on prend 3HA8 avec $A_t = 1,51cm^2$ dans la zone nodale et 4HA8 avec $A_t = 2,01cm^2$ en dehors de la zone nodale.

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{Max} = 67,28 \text{ KN}$$

$$\cdot \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13.fc28; 4Mpa) = 3,25 \text{ Mpa (Fissuration peu nuisible)}.$$

$$\tau_u = \frac{67,28 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42} \Rightarrow \tau_u = 0,46MPa < \bar{\tau}_u$$

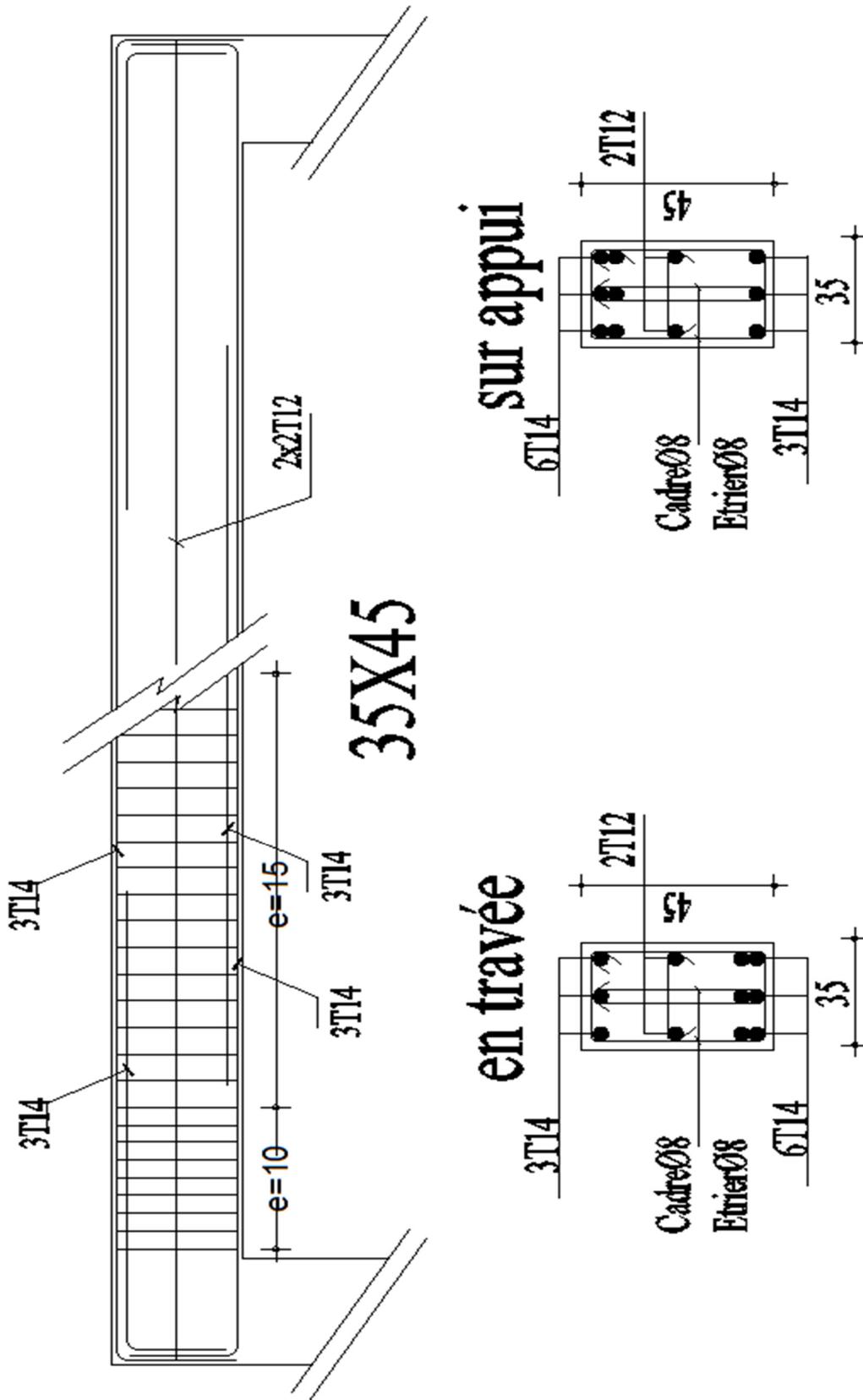


Fig. IV-2- schéma de ferrailage de la poutre secondaire

IV-4 Calcule des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

IV-4-1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (C1)

- **Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle (article 5.2)

$G+Q \pm E$(C2)

$0,8G \pm E$(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

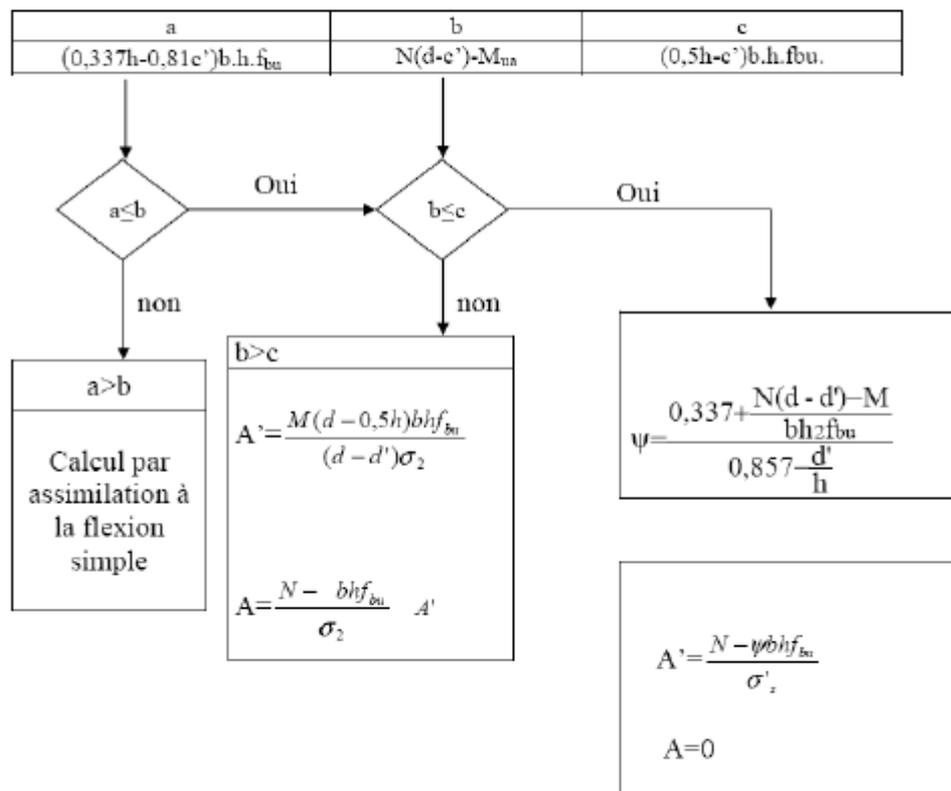
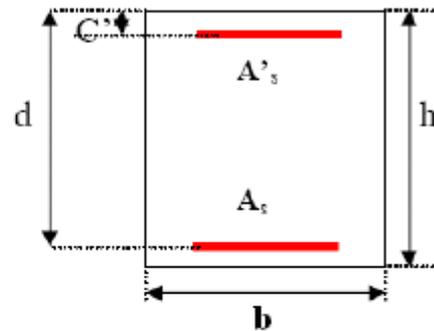
1) $N_{max} \longleftrightarrow M_{corr}$

2) $M_{max} \longleftrightarrow N_{corr}$

3) $N_{min} \longleftrightarrow M_{corr}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

N : effort normal
 M : moment fléchissant.
 $d=0,9.h$



ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILAGE EN FLEXION COMPOSEE

IV-4-2 Etapes de calcul :

- **BAEL91 :**

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = e \cdot N_u$$

Avec : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad ; \quad e_a = \max\left\{2cm, \frac{L}{250}\right\} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{SER}}\right).$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

- **b. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :**

- **Ferrailage longitudinale :**

→ D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3 \% \quad \text{en zone courant.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6 \% \quad \text{en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,8\% \quad bh.$$

→ Le diamètre minimum est de 12 mm.

→ La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ .

→ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

➤ **Armatures transversales :**

→ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

t : Est l'espacement des armatures transversales.

❖ **Remarque :**

Notre ferrailage des poteaux est devisé aux zones suivantes :

- Zone 01 : RDC
- Zone 02 : 1ère étage → 3ème étage.
- Zone 03 : 4ème étage → 6ème étage.
- Zone 04 : 7ème étage → 9ème étage.

COMB	ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
EFFORTS	N _{MAX}	M _{COR}	M _{MAX}	N _{COR}	N _{MIN}	M _{COR}	N _{MAX}	M _{COR}
RDC	1394,67	22,91	126,46	825,57	188,44	5,94	976,80	15,70
1-3	1083,91	15,47	142,39	702,78	97,97	7,39	794,72	10,80
4-6	731,11	12,28	95,61	217,86	44,96	2,74	517,02	8,70
7-9	407,57	9,63	53,13	19,27	3,80	5,05	290,00	6,84

Tableau. IV.2. effort sur les poteaux pour déférente combinaison

IV-4-3 Exemple de calcul ferrailage :

Soit un poteau de niveau RDC (dimensions : 65x65) (Zone 01) :

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = 65x65 cm² ; acier Fe E400 ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$l = 4,50 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

a- Ferrailage longitudinal :**1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 1394,67 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 22,91 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{la combinaison (1.35 G+1.5 Q)}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{22,91}{1394,67} \Rightarrow e_0 = 0,0164 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{450}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0,0164 + 0,02 = 0,0364 \text{ m}$$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m}$$

Si $L_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4,85 < \max (15 ; 0,94)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 16,7676$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3,15^2}{10^4 \times 0,65} (2 + 2 \times 0,81) = 0,0165 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,0364 + 0,0165 = 0,0529m$$

$$e = 4,71cm$$

$$M_{corrigé} = N_{utile} \cdot e = 1394,67 \times 0,0529 = 73,778kN.m$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{max} = 1394,67 \text{ KN} ; M_{corriger} = 73,778 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0,337 \cdot 0,65 - 0,81 \cdot 0,05) \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot 14,2$$

$$A = 1,07 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot \alpha + M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,60 - 0,65/2 = 0,275m$$

$$M_{ua} = 73,778 \cdot 10^{-03} + 1394,67 \cdot 10^{-03} \cdot 0,275 = 0,383 \text{ MN.m}$$

$$B = 1394,67 \cdot 10^{-3} \cdot (0,60 - 0,05) - 0,383 = 0,384 \text{ MN.m}$$

A > B Donc la section est entièrement comprimée.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,384}{14,5 \times 0,65 \times 0,60^2} = 0,113 < 0,186 \text{ domaine 1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation durable}$$

$$\mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,967$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,368m$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot z} = 71,96 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 71,96 - \frac{1394670}{100 \times 348} = 31,88 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas :

$$M_{\text{MAX}} = 83,92 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 1007,23 \text{ KN.m.} \quad ; \quad \text{la combinaison (G+Q+E)}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{83,92}{1007,23} \Rightarrow e_0 = 0,083 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{450}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0,083 + 0,02 = 0,103 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m}$$

$$L_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3,15^2}{10^4 \times 0,65} (2 + 2 \times 0,81) = 0,0165 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,103 + 0,0165 = 0,1195 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utile}} \cdot e = 1007,23 \times 0,1195 = 120,36 \text{ kN.m}$$

$$A = 1,07 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \cdot \alpha + M_u$$

$$\alpha = 0,275 \text{ m}$$

$$M_{\text{ua}} = 120,36 \cdot 10^{-3} + 1007,23 \cdot 10^{-3} \cdot 0,275 = 0,40 \text{ MN.m}$$

$$B = 1007,23 \cdot 10^{-3} \cdot (0,60 - 0,05) - 0,4 = 0,154 \text{ MN.m}$$

A > B Donc la section est entièrement comprimée.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,4}{18,5 \times 0,65 \times 0,60^2} = 0,092 < 0,186 \quad \text{domaine 1}$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,57 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot Z} = 8,72 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8,72 - \frac{1007230}{100 \times 400} = -16,46 \text{ cm}^2$$

$A \leq 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

3^{ème} cas :

$$N_{\min} = 339,18 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 74,21 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{la combinaison (0.8G + E)}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{74,21}{339,18} \Rightarrow e_0 = 0,219 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{450}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0,219 + 0,02 = 0,239 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m}$$

$$L_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3,15^2}{10^4 \times 0,65} (2 + 2 \times 0,81) = 0,0165 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,239 + 0,0165 = 0,2555 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 339,18 \times 0,2555 = 86,66 \text{ kN.m}$$

$$A = 1,07 \text{ MN.m}$$

$$B = N(d - C') - M_a$$

$$M_a = N \cdot \alpha + M$$

$$\alpha = 0,275 \text{ m}$$

$$M_a = 86,66 \cdot 10^{-3} + 339,18 \cdot 10^{-3} \cdot 0,275 = 0,18 \text{ MN.m}$$

$$B = 339,18 \cdot 10^{-3} \cdot (0,60 - 0,05) - 0,18 = 0,0065 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est entièrement comprimée.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,18}{18,5 \times 0,65 \times 0,60^2} = 0,041 < 0,186 \quad \text{domaine 1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation accidentée.}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,59 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot z} = 16,5 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16,5 - \frac{339180}{100 \times 400} = 8,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des sections :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{\text{min}} = 0,8\%(b \cdot h)$ (zone IIa).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs : $A_{\text{min}} = 33,8 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : $4HA25 + 8HA16 = 35,71 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 60 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{BAEL} \geq 4,7 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A^{cal}; A^{BAEL}; A^{RPA}) = 33,8 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA25 + 8HA16 = 35,71 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à L’ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l’E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d’acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ **Pour le premier cas on a :**

$$N_{ser} = 976,80 \text{ KN}; M_{ser} = 15,70 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15,70}{976,80} \rightarrow e_0 = 0,016 < \frac{h}{6} = \frac{0,65}{6} = 0,108 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 65 \times 65 + 15(35,71) = 4760,65 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 32,5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32,5 = 32,5 \text{ cm}$$

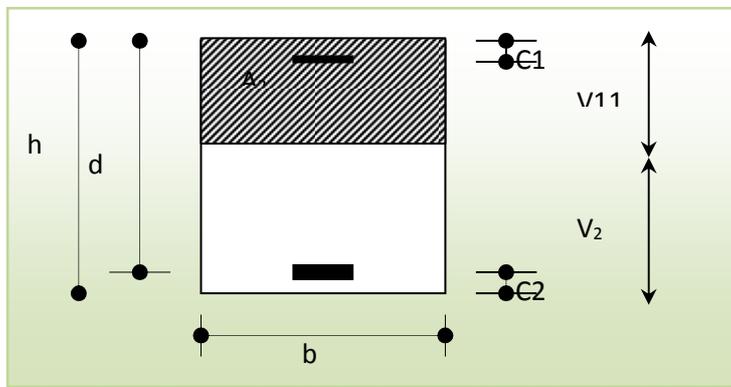


Fig.IV-3-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3}(32,5^3 + 32,5^3) + 15[17,855(32,5 - 5)^2 + 17,855(32,5 - 5)^2] = 1892637,395 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} ;$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 56,85 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{976,80 \cdot 10^3}{100 \times 4760,65} = 2,05182 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{56,85 \cdot 10^03}{1892637,395} = 0,03$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2,05182 + 0,03 \times 32,5 = 3,02682 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,02682 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U

de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2,05182 + 0,03(32,5 - 5)] = 43,1523 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2,05182 - 0,03(60 - 32,5)] = 18,4023 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 43,1523 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \dots\dots (cv)$$

$$\sigma_s^2 = 18,4023 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \dots\dots (cv)$$

b- Armatures transversales :

b-1. Vérification du poteau à l’effort tranchant :

On prend l’effort tranchant max et on généralise les nervures d’armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± E) donné l’effort tranchant max .

$$V_{\max} = 140,10 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \left(\frac{140,10}{0,65 \cdot 0,60} \right) 10^{-03} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g \text{ étant l'élancement géométrique du poteau.}$$

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 4,846$$

$$\tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_{bu}$ la condition est vérifiée.

➤ **Vérification du ferrailage transversal selon le RPA99V2003:**

Les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section.

F_e : contrainte limite de l’acier d’armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l’espacement des armatures transversales.

$$V_u = 140,10 \text{ KN}$$

$$h_1 = 0,65 \text{ m}$$

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

$$\lambda_g \leq 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

• **Condition d'espacement :**

➤ **dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10 \varnothing_l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

➤ **dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_l \text{ en zone IIa}$$

Où \varnothing_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

❖ **Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t \cdot f_c} = \frac{3,75 \cdot 140,10 \cdot 10^{-03} \cdot 0,15}{0,65 \cdot 400} = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (4cadres de HA10)}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°; ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales : d'après**

• **RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow 0,48\% \geq 0,3\% \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3 \% \Rightarrow 0,32\% \geq 0,3\% \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1.3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifier

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

POTEAU	As Calculé (cm ²)	As Min(RPA) (cm ²)	Barres (long)	Barres (trans)	St courante (cm)	St nodale (cm)
35×35	6,1	8,04	4HA16	1HA8	15	10
40×40	10,1	16,2	8HA16	2HA8	15	10
55×55	15,1	24,2	12HA16	2HA8	15	10
65×65	31,88	33,8	4HA25+8HA16	2HA8	15	10

Tableau .IV-3. Choix des barres du ferrailage des poteaux

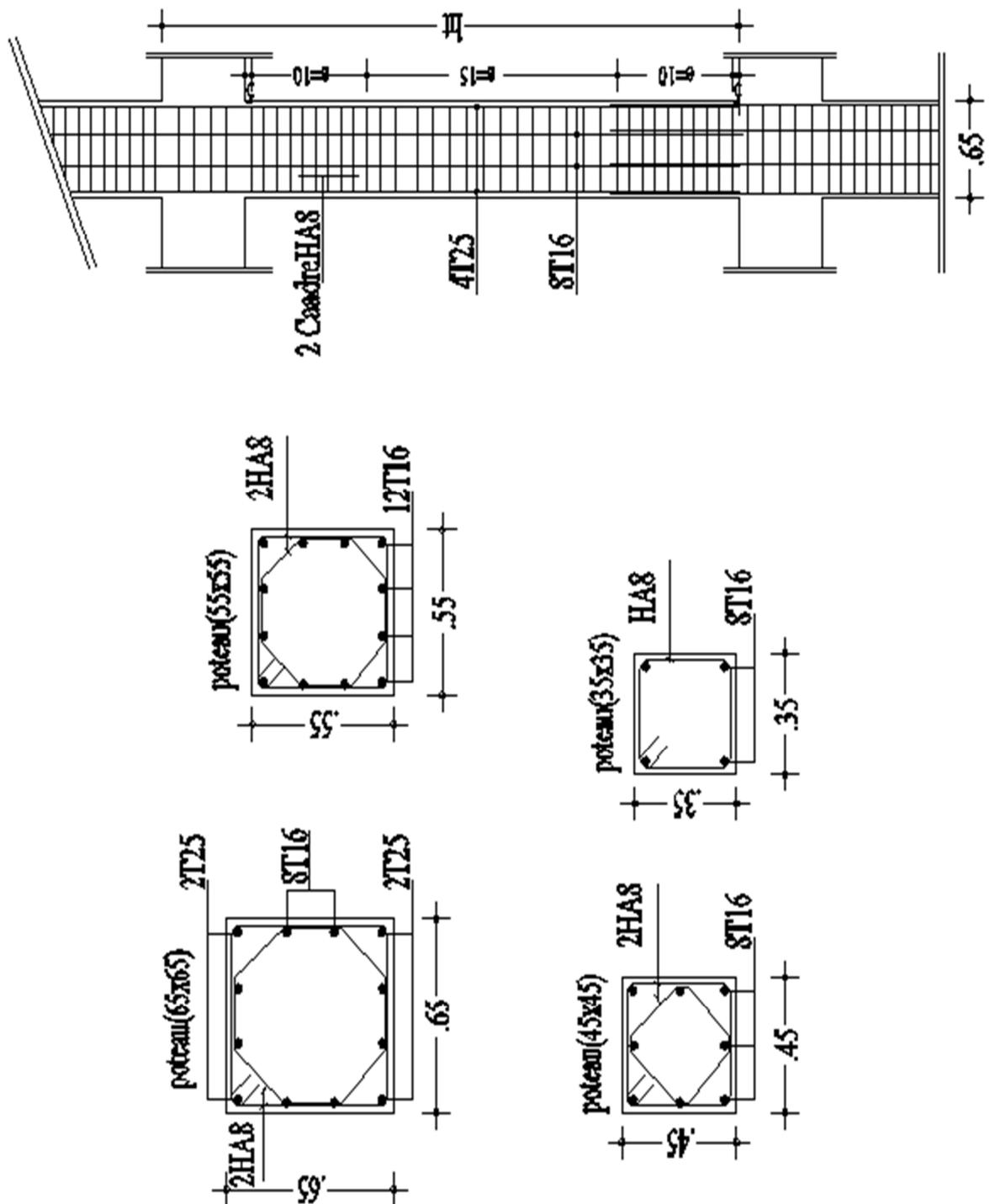


Fig. IV-4 : schéma de ferrailage des poteaux

IV-5) ferrailage des voiles :**Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

IV-5-1) voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

IV-5-1-1) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

IV-5-1-2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage des voiles se fera pour les 3 zones et groupes suivantes :

- Zone I (RDC, 1^{ère})
- Zone II (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage)
- Zone III (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage)

- GROUPE A (V1 ; V1')
- GROUPE B (V2 ; V2')
- GROUPE C (V3 ; V3')

IV-4-3) position des voiles proposée :

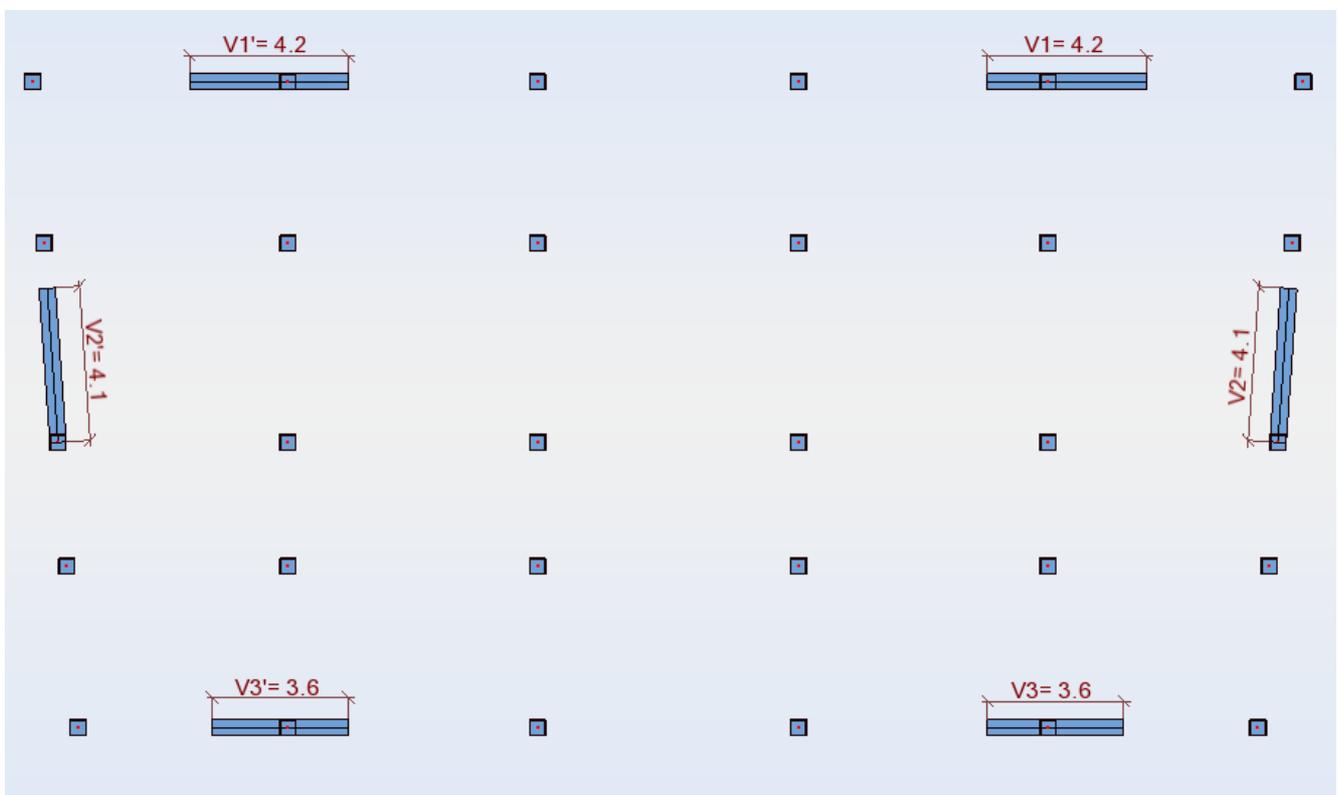


Fig. IV-5 : démontions des voile proposé

IV-5-4) Calcule du ferrailage vertical :

Résultats de logiciel RROBOT :

TYPES	I		II		III	
groupe	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
A	990,71	3803,66	804,38	996,38	467,68	704,84
B	1570,57	3400,90	758,97	1163,59	427,42	622,96
C	812,25	2277,52	705,41	550,54	393,23	473,36

Tableau (IV-4) effort normale et le moment sur les voiles

IV-5-4-1) exemples d'application :

Conformément à l'Art. 7.7.4-RPA99, V. 2003, le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont

la largeur "d" est déterminée par : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3} \right)$

Avec : "L'" est la longueur de la zone comprimée

De même, la méthode utilisée est celle des contraintes dont les étapes à suivre sont les suivantes :

- Détermination des caractéristiques mécaniques des voiles telle que :

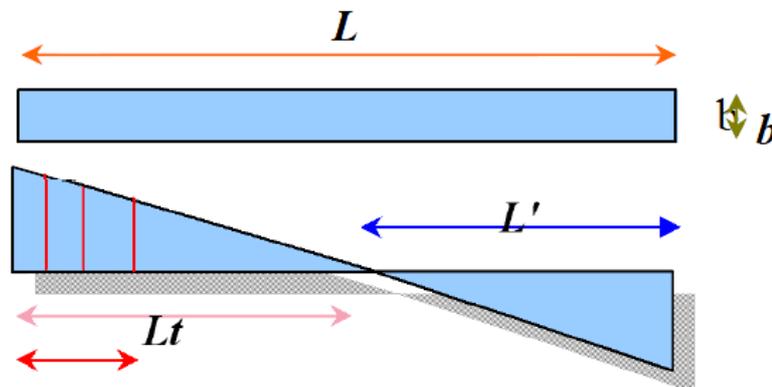
- La largeur : L
- L'épaisseur : b
- L'inertie : $I=(b.L^3)/12$
- Aire : $\Omega=b.L$

- Détermination des sollicitations telle que :

M max, N max et N min

- Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$$

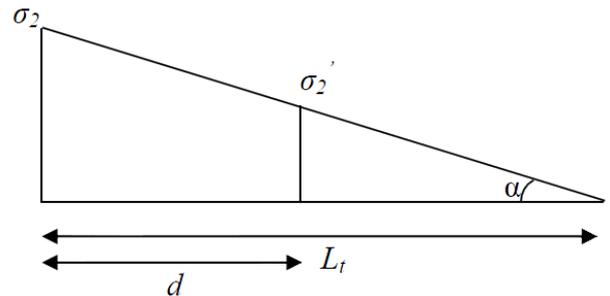


- Calcul de L_t : $L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$ □ $L' = L - L_t$; $d \leq \min (h_e, \frac{2L}{3})$

- Calcul de σ_2' : $\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t}$ □ $\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_2'}{L_t - d}$ □ $\sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d)$

De même :

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$



$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$

- Calcul de I' , v_1' et Ω' avec : $I' = \frac{b \cdot d^3}{12}$; $v_1' = \frac{d}{2}$; $\Omega' = b \cdot d$

- Calcul des nouvelles sollicitations modérées :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') ; M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2)$$

Donc : $e_0 = \frac{M_1}{N_1}$

Soit : $c = c'$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c'$$

$$A_{s1} = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c$$

$$A_{s2} = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s / \text{ml/face} = A_s / 2 d$$

IV-5-4-2) Armatures minimales de RPA 99, V. 2003 :

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

Puis : $A_{RPA} / \text{ml/face}$

IV-5-4-3) Le pourcentage minimal :

$$A_{\min}=0.15\% \times b \times L$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face}$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie

$$A_s = 2 \times A_s/\text{ml}/\text{face retenue} \times (L/2)$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA})$$

IV-4-4-4) Espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1.5 b ; 30)$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2$$

- Choix des barres :

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

Les tableaux suivants indiquent le ferrailage vertical pour des voiles considérés comme les plus sollicités :

IV-5-4-5) Remarque :

Les calculs sera fait a l'aide du logiciel EXCEL

VOILES GROUPE A (voiles V1 et V1') :

voile	GROUPE A (voile V1, V1')		
	Zone I	Zone II	Zone III
zone			
h(m)	4,5	3,23	3,23
L (m)	4,2	4,2	4,2
σ_1 (MPa)	7,648	2,652	1,753
σ_2 (MPa)	-5,2894	-0,7639	-0,642
L_t (m)	13,6189265	5,899264	6,627003

L' (m)	-9,4189265	-1,699264	-2,427
d (m)	2,25	1,7	1,7
s₂' (Mpa)	-4,4155316	-0,543766	-0,47731
d (m³)	11,390625	4,913	4,913
I (m⁴)	0,18908438	0,081556	0,081556
N₁ (MN)	0,97049316	0,130767	0,111931
M₁ (MN.m)	-0,3076975	-0,03976	-0,03443
e₀(m)	0,31705274	0,304055	0,307576
e₁(m)	0,13294726	0,145945	0,142424
e₂(m)	0,76705274	0,754055	0,757576
f_e (Mpa)	400	400	400
A_s m²	-0,0020678	-0,000274	-0,00024
A_s' m²	-0,0003584	-5,3E-05	-4,4E-05
A_s m²	-0,0024262	-0,000327	-0,00028
A_s(RPA) m²	0,00544757	0,00236	0,002651
A_{smin} m²	0,00126	-0,00068	-0,00097
A m²	0,00544757	0,00236	0,002651
A cm²	54,4757059	23,59706	26,50801
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8 de Ø16	4 de Ø 12	4de Ø 12
HA courante	20 de Ø 16	20 de Ø 12	20 de Ø 12

VOILES GROUPE B (voiles V2 et V2') :

<i>voile</i>	GROUPE A (voile V2, V2')		
	<i>Zone I</i>	<i>Zone II</i>	<i>Zone III</i>
h(m)	4,5	3,23	3,23
L (m)	4,1	4,1	4,1
σ₁(MPa)	6,826	2,606	1,421
σ₂ (MPa)	-2,995	-0,755	-0,378
L_t (m)	7,30529888	5,772339	5,585906

L' (m)	-3,2052989	-1,672339	-1,48591
d (m)	2,25	1,615	1,615
s₂' (Mpa)	-2,0725531	-0,543764	-0,26871
d (m³)	11,390625	4,212283	4,212283
I (m⁴)	0,18908438	0,069924	0,069924
N₁ (MN)	0,50675531	0,129876	0,064671
M₁ (MN.m)	-0,1529301	-0,039612	-0,01966
e₀(m)	0,30178301	0,305001	0,303948
e₁(m)	0,14821699	0,144999	0,146052
e₂(m)	0,75178301	0,755001	0,753948
f_e (Mpa)	400	400	400
A_s m²	-0,0010583	-0,000272	-0,00014
A_s' m²	-0,0002086	-5,23E-05	-2,6E-05
A_s m²	-0,0012669	-0,000325	-0,00016
A_s(RPA) m²	0,00292212	0,002309	0,002234
A_{smin} m²	0,00123	-0,000669	-0,00059
A m²	0,00292212	0,002309	0,002234
A cm²	29,2211955	23,08936	22,34362
S_t (about) cm	10	10	10
S_t (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8 de $\phi 14$	8 de $\phi 12$	8 de $\phi 12$
HA courante	12 de $\phi 14$	14 de $\phi 12$	14 de $\phi 12$

VOILES GROUPE C (voiles V3 et V3') :

<i>voile</i>	GROUPE A (voile V3, V3')		
zone	<i>Zone I</i>	<i>Zone II</i>	<i>Zone III</i>
h(m)	4,5	3,23	3,23
L (m)	3,6	3,6	3,6
σ_1(MPa)	6,452	2,267	1,653
σ_2 (MPa)	-4,196	-0,307	-0,56

L_t (m)	10,2957447	4,163878	5,444465
L' (m)	-6,6957447	-0,563878	-1,84446
d (m)	2,25	1,615	1,615
s₂' (Mpa)	-3,2790192	-0,187927	-0,39389
d (m³)	11,390625	4,212283	4,212283
I (m⁴)	0,18908438	0,069924	0,069924
N₁ (MN)	0,74750192	0,049493	0,095389
M₁ (MN.m)	-0,2329488	-0,014455	-0,02891
e₀(m)	0,31163633	0,292063	0,303092
e₁(m)	0,13836367	0,157937	0,146908
e₂(m)	0,76163633	0,742063	0,753092
f_e (Mpa)	400	400	400
A_s m²	-0,0015815	-0,000102	-0,0002
A_s' m²	-0,0002873	-2,17E-05	-3,9E-05
A_s m²	-0,0018688	-0,000124	-0,00024
A_s(RPA) m²	0,0041183	0,001666	0,002178
A_{smin} m²	0,00108	-0,000226	-0,00074
A m²	0,0041183	0,001666	0,002178
A cm²	41,1829787	16,65551	21,77786
S_t (about) cm	10	10	10
S_t (courante) cm	20	20	20
HA d'about	6de ϕ 16	6 de ϕ 12	6de ϕ 12
HA courante	16 de ϕ 12	14 de ϕ 12	14 de ϕ 12

IV-5-5) ferrailages horizontaux :

IV-5-5-1) Vérification des voiles a l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve a la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

IV-5-5-2) Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considéré si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

IV-5-5-3) Exemple d'application :

VOILES GROUPE A (voiles V1 et V1') :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{0,610}{0,2 \times 2,25} = 1,89 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ condition vérifiée.

$$St \leq \min (1,5 b_0; 30\text{cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \tau_u / 0.8 f_c$$

$$A_t \geq (0, 2 \times 0, 2 \times 1, 89) / (0, 8 \times 400)$$

$$A_t \geq 5,21\text{cm}^2$$

Choix des barres :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

voile	L (m)	T (KN)	τ_u (Mpa)	A_t adopte (cm ²)	Choix	S_t (cm)
V1, V1'	4,20	610,65	1,89	3,14	4HA10	20
V2, V2'	4,10	982,05	3,055	3,93	5HA10	20
V3, V3'	3.60	453,87	1,412	3,14	4HA10	20

Tableau (IV-5) : Choix des barres du ferrailage horizontal des voiles

Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble poteau (RDC) et voile V3.

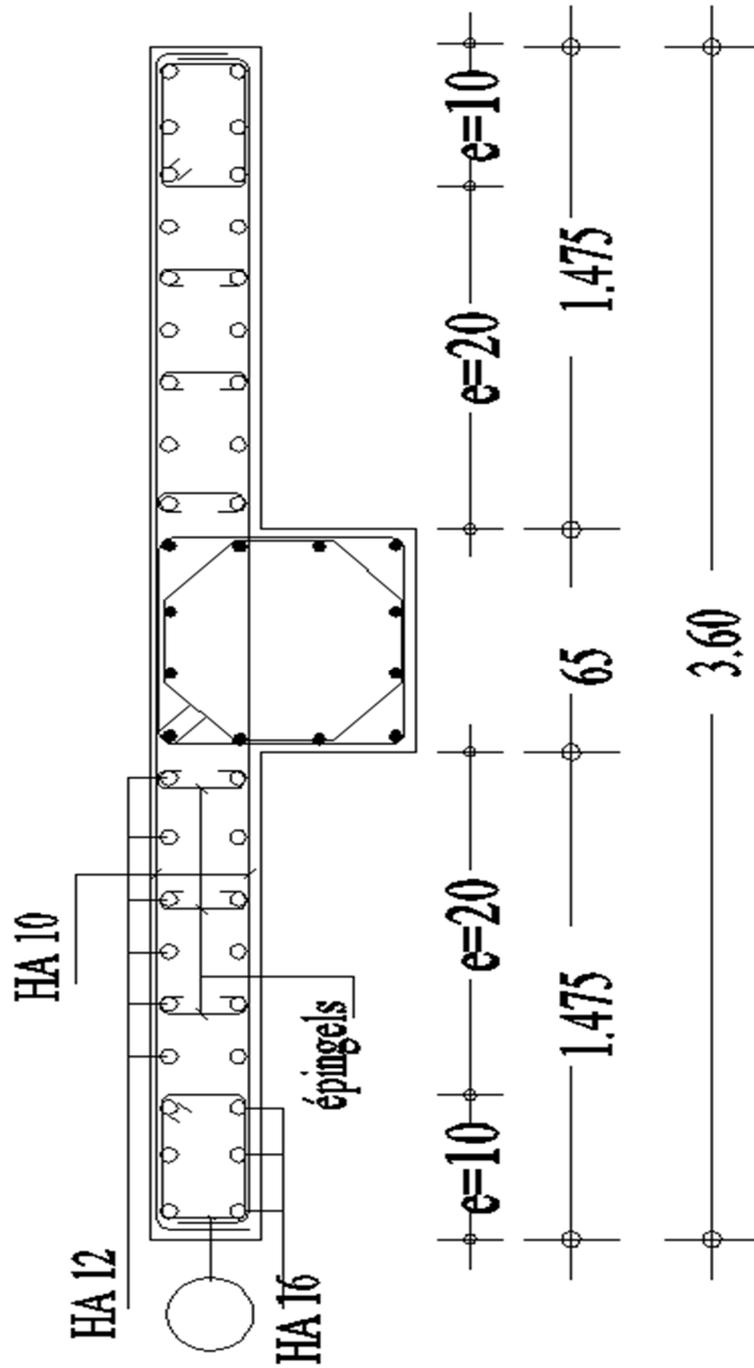
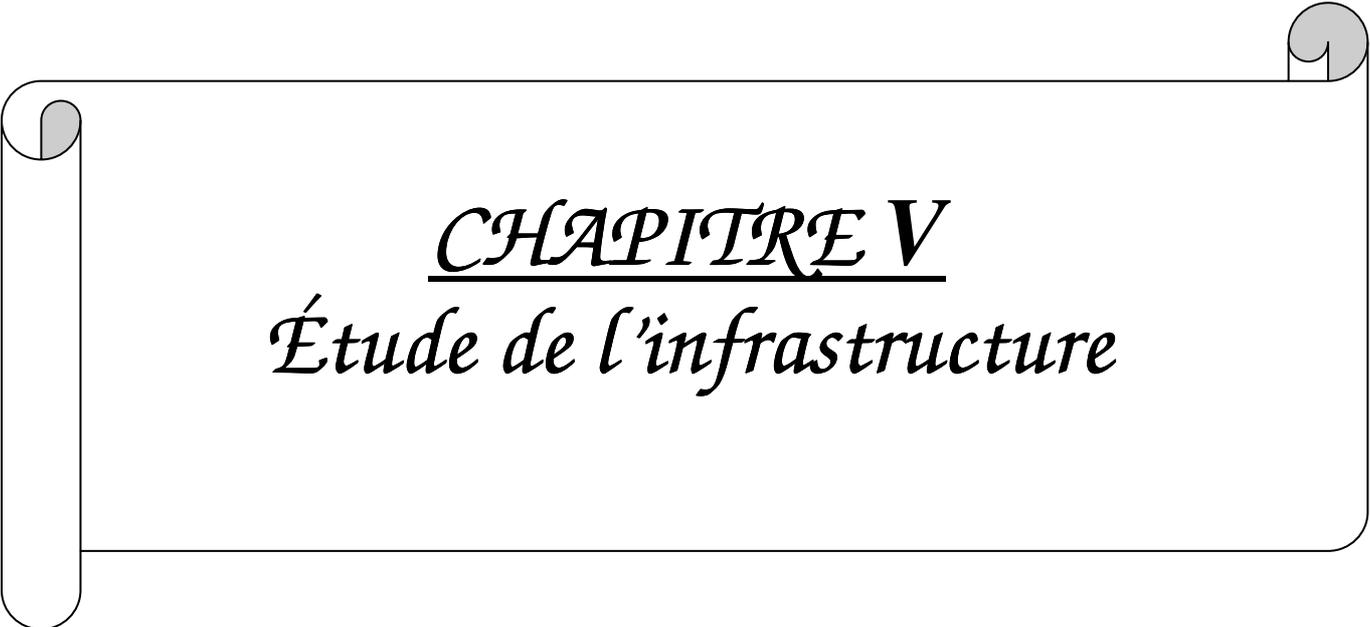


Fig. IV-6 Schéma de ferrailage du voile



CHAPITRE V
Étude de l'infrastructure

*CHAPITRE IV :
ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE*

V -Étude de l'infrastructure**V-1- Etude géotechnique :**

-Objet : données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

(Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : Bourdj Bou Arriredj)

-Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

- contrainte admissible : $Q=2.1$ bars pour l'ensemble du site.
- ancrage des fondations : $D = 1.5$ m
- type des fondations : Radier général

L'investigation géologique et géotechnique que nous Avon menée sur le terrain a révélé une formation lithologique homogène sur tout le terrain d'implantation il s'agit de la superposition suivant ;

- Terre végétale
- Argile crayeuse
- Marne friable jaunâtre
- Marne indurée jaunâtre

V-2- Caractérisation en laboratoire :

Les échantillons de sol prélevés : des sondages ont été soumis aux

Essais physiques- Essais mécaniques – Analyses chimiques**1- Essais physiques :**

Les valeurs des caractéristiques physiques obtenues par la couche sont les suivantes :

Identification :

- densité sèche γ_d : $\gamma_d=1.74t/m^3$
- densité humide γ_h : $\gamma_h=1.88t/m^3$
- teneur en eau w % : $w= 8$ %

a- Analyses granulométriques :

- Nous avons réalisé une série d'analyses granulométriques sur des échantillons prélevés de plusieurs sondages et à des niveaux différents.
- Les résultats de ces analyses sont traduits graphiquement par des courbes.

- Les allures de ces courbes reflètent les différents matériaux des sols en place et sont en accord avec les coupes lithologiques des sondages. Il s'agit essentiellement de sables grossiers et de conglomérats.

b- Essai de limites d'atterberg :

- limite de plasticité. LP(%) LP=23
- limite de liquidité. LL(%) LL=44.

2- Essais mécaniques :

a- Essai de cisaillement UU :

- Pour la détermination des valeurs des caractéristiques mécaniques, nous avons pu réaliser un essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casa grande de type « UU » (non consolidé, , non drainé).

- Les résultats obtenus sont :

- Angle de frottement interne φ° : $\varphi = 8^\circ$
- Cohésion c (bar) : c=0.50

b- Essai de compressibilité à l'odomètre :

- Pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, nous avons réalisé des essais de compressibilité à l'odomètre, qui ont montré que les sols en question sont :

- Sur consolidés pc (bar) : Pc=1.74
- Moyennement compressibles Cc% : Cc=14.62
- Gonflement Cg% Cg=2.52

3- Analyses chimiques :

Les échantillons prélevés des sondages soumis à des analyses ont montré que les sols de fondation sont d'agressivité faible à moyenne envers les bétons.

Sondage	% de CaCo3	% des insolubles	% CaCo2H2o	m/KgS _o ⁻²	Agressivité
S.01/3m	62	32	5	18.5	forte
S.04/3m	54	50	5	18.5	forte
S.07/3m	53	52	5	18.5	forte

Tableau (V-1) : résultats de l'analyse chimique de sol

Tassements :

Prof(m)	Cc(%)	e ₀ +1	Pc (barre)	$\Delta\sigma_s$ (barre)	σ_0 (barre)	Iz	Δh (cm)
1.7 - 1.7	13	1.437	1.91	2	0.28	1	0.124
1.7 - 3.5	13	1.434	1.91	1.212	0.43	0.606	1.169
3.5 - 5.2	13	1.43	1.91	0.32	0.72	0.16	0.321
5.2 - 7	13	1.428	1.91	0.132	1.01	0.066	0.212

Tableau (V-2) tassement élémentaire d'une tranche de sol

Notion utilisées

- Cc coefficient de compressibilité
- e₀ indice d'initiale
- Pc pression de consolidation
- $\Delta\sigma_s$ accroissement de contrainte dans le sol par superstructure
- σ_0 contrainte initial dans le sol due au poids des terres
- Iz facteur d'influence déterminer a mi hauteur de la couche
- Δh tassement élémentaire d'une tranche de sol de faible épaisseur

Tassement total =1.81cm**CONCLUSION :**

- Le site étant constitué par le sol semi dense a dense, de ce fait, il est recommandé de classer le site dans catégorie S2 selon RPA

V-3.Choix Du Type De Fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2.1 bars.

V-3-1-Semelle isolé

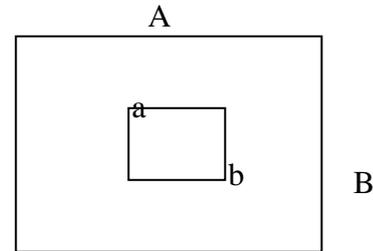
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tout le poteau du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple

$$N_{ser} = 1417.99 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 210 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.60 \text{ m}$$

La surface des semelles isolées occupé par rapports la surface totale de la structure est : S = 35 %

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

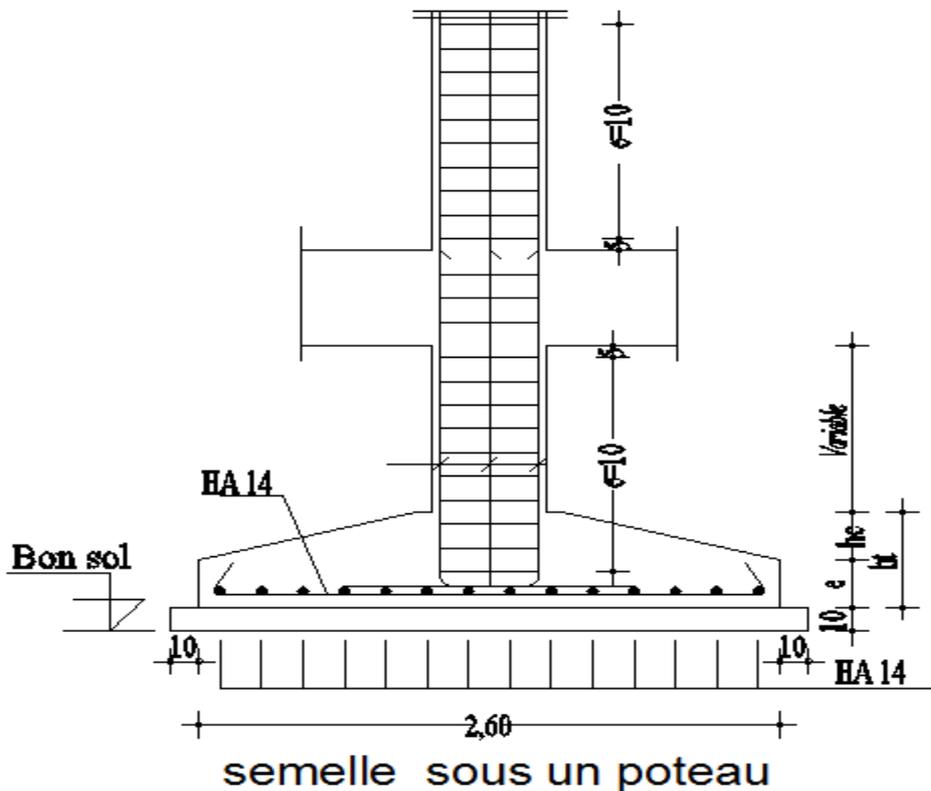


Fig. V -I- schéma de ferrailage de Semelle isolé

V-3-2- Semelles Filantes**Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.21\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Voile	N _s (KN)	L (m)	B [m ²]	S _t
V1	825	4.20	1.00	4.20
V2	973	2.50	1.85	4.62
V3	787	2.50	1.50	3.75
V4	670.51	3.60	0.85	3.06
V5	859	5.30	0.85	4.50
			$\Sigma = 20.13$	

Tableau (V-3) la surface occupé par les semelles filantes

La surface des semelles filantes sous voiles occupé par rapports la surface totale de la structure est :
S = 10%

Conclusion

Donc on utiliser deux semelles, semelle isolée et la semelle filante lorsque la conception semelle isoler ne devenir plus possible de même que pour les semelles isolées, la semelle filante reçoit les charges issues de la superstructure au moyens de porteurs ponctuelle 'les poteaux' mais aussi par biais de porteurs linéaire 'les voiles 'ou encore les deux a la fois

D'une manière générale on peut assimiler une semelle filante comme l'association plusieurs semelle isolée, on retrouve alors les mêmes éléments constructifs de cette dernière à savoirs

- le patin
- la glacis
- le champ plat
- l' amorce poteau /voile

Deux éléments nouveaux apparaissent alors :

- La nervure : Rôle d'élément de rigidité
- Le débord : assurant la surface nécessaire à une bonne répartition des contraintes sur le sol

V-4-Dimensionnement Des Semelles Filantes par deux méthode

1^{ère} méthode

Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Étape de calcul

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle : $e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$

Avec L : distance entre nus des poteaux.

Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

Calcul la semelle dans le sens transversal.

Exemple de calcul

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 1622.47 \text{ KN}$$

2- coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G DE la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad e = 0.70 \text{ m}$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0 < \frac{L}{6} = \frac{7.1}{6} = 1.18 \text{ m}$$

⇒ Répartition trapézoïdale

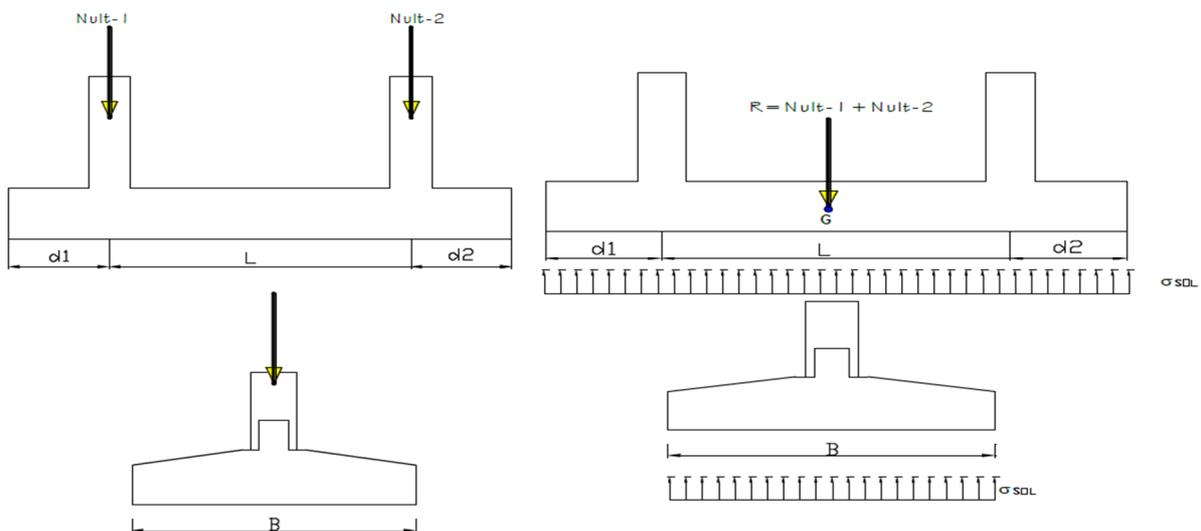
$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{2101.6}{7.1} = 296 \text{ KN / m}$$

4- détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{296}{210} = 1.40 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1.40 \text{ m}$$

2^{ème} méthode

a- Cas d'une semelle filante sous deux poteaux



Par analogie avec la semelle isolée on a :

$$\text{Condition de résistance ; } \sigma = \frac{R}{S} \leq \sigma'_{SOL}$$

$$\text{D'où } \sigma = \frac{R}{B \times (d1 + L + d2)} \leq \sigma'_{SOL}$$

- En général pour les semelles filantes on fixe le débord $d=d1=d2$ en général
- Et seul B reste à déterminer.

$$\text{On aura alors } B \geq \frac{R}{\sigma'_{SOL} \times (2d + L)}$$

b- Cas d'une semelle filante sous plusieurs poteaux et voile.

- En généralisant la condition de résistance précédemment établie pour les semelles filantes au cas de plusieurs poteaux on aura :

$$\sigma = \frac{\sum_{i=1}^{i=n \text{ poteau} + \text{voile}} P_i}{B \times \left(d1 + \sum_{j=1}^{j=n \text{ trames}} l_j + d2 \right)} \leq \sigma'_{SOL}$$

On en déduit donc la largeur B à donner à a semelle filante :

$$B \geq \frac{\sum_{i=1}^{i=n \text{ poteau} + \text{voile}} P_i}{\sigma'_{SOL} \times (2d + L_{total})}$$

Condition de rigidité de la semelle filante.

Afin d'avoir une répartition correcte des pressions sur le sol de fondation, on exige que la semelle possède une épaisseur H_{max} telle que :

$$H_{max} \geq \frac{B-a}{4} + d$$

- B : dimension en plan de la semelle déterminée selon la condition de résistance.
- a : Dimension du coté de l'élément porteur (le poteau).
- d : Enrobage des aciers de la semelle. en général $> 3 \text{ cm}$. Aussi H_{min} doit être tel que :

$$H_{min} \geq 6\Phi + 6 \text{ cm}$$

avec Φ diamètre des aciers de la semelle.

La Hauteur de la nervure H_{TOTALE} est en général choisie (pour des projets courants) dans l'intervalle :

$$0.5 \text{ m} < H_{TOTALE} < 1.20 \text{ m}$$

Remarque.

Il faut bien comprendre que si la flexion transversale est reprise par la paillasse flexion longitudinale est reprise par l'élément 'NERVURE' qui confère ainsi à rigidité nécessaire.

V-4-1. Pré dimensionnement La nervure➤ **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La nervure doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{530}{10} = 53cm$

➤ **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du La nervure

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.30}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.70 \text{ cm}$$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du nervure :

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

Exemple de calcul**a- Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 4668 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 3407 \text{ KN}$$

a- Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } h_r = 0,7 \text{ m}$$

On prend $D = 0.5 \text{ m}$

b- Poids du nervure :

$$G = (1.80 \times 0.35 \times 7.1 \times 0.25) + (0.65 \times 0.45 \times 7.1 \times 25 \times) = 164 \text{ KN}$$

c- Combinaison d'action :

$$N_u = 4668 + 1.35 (164) = 4832 \text{ N}$$

$$N_s = 3407 + 164 = 3571 \text{ KN}$$

V-5- Vérifications :**a- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Avec : } b = 45 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9 h = 0.9 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{701.84}{1 \times 0.36} = 1.94 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{ner} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.5 \times 12.78 = 287.55 \text{ KN}$$

G : Poids de descente de charge à la base de la nervure

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.5 \text{ m}$)

$$G_T = 1622.47 \text{ KN} > 287.55 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la nervure.

c- Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2.4)

$$\text{On doit vérifier que : } N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du nervure

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du nervure

➤ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.70 + 0.70 + 2 \cdot 1.00) \cdot 2 = 2.5 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 2.5 \times 1.00 \times 25000}{1,5} = 2916 \text{ KN}$$

$$N_u = 361 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2916 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1179.45 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.8 \times 1.00 \times 25000}{1,5} = 4246.66 \text{ KN}$$

$$N_u = 1179.45 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4246.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

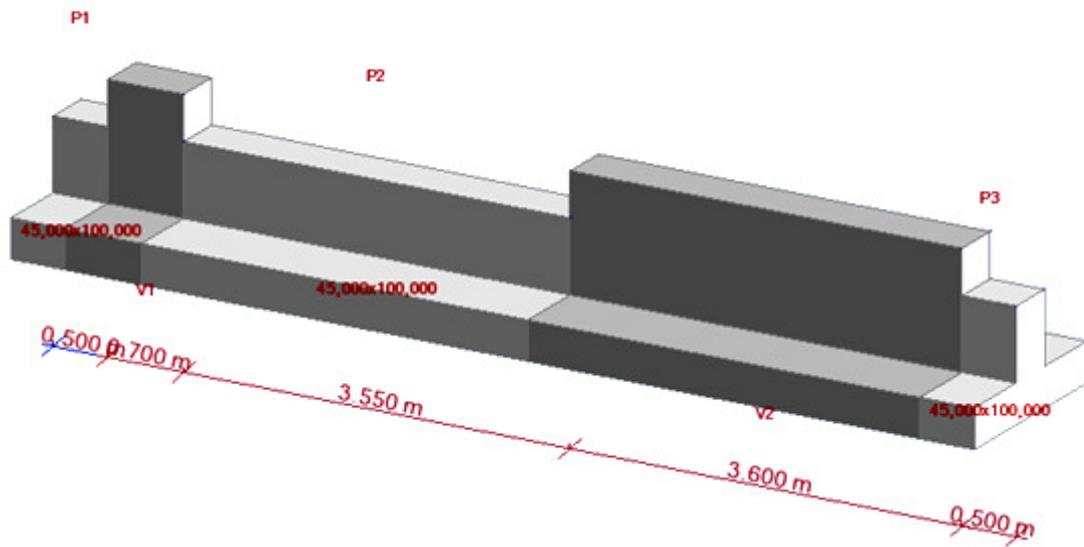
1- ferrailage de la poutre sous sol élastique : par logiciel robot**Étude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 100 \text{ cm} \quad , \quad d = 90 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm} \quad , \quad L = 7.10 \text{ m}$$

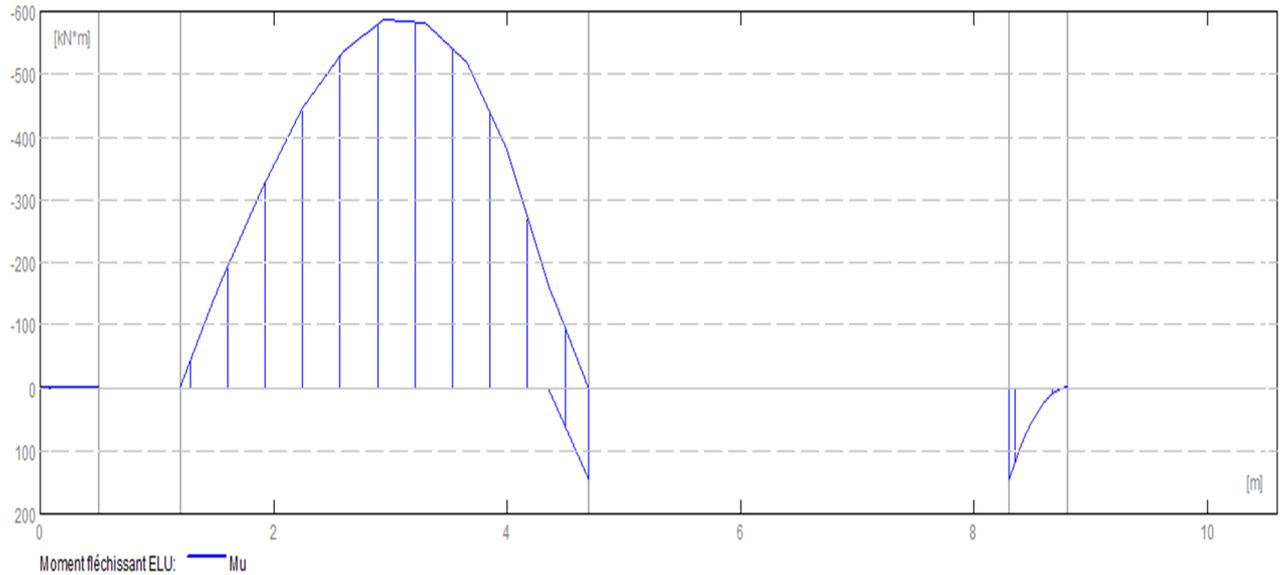
$$c = 3 \text{ cm} \quad , \quad B = 1.40$$

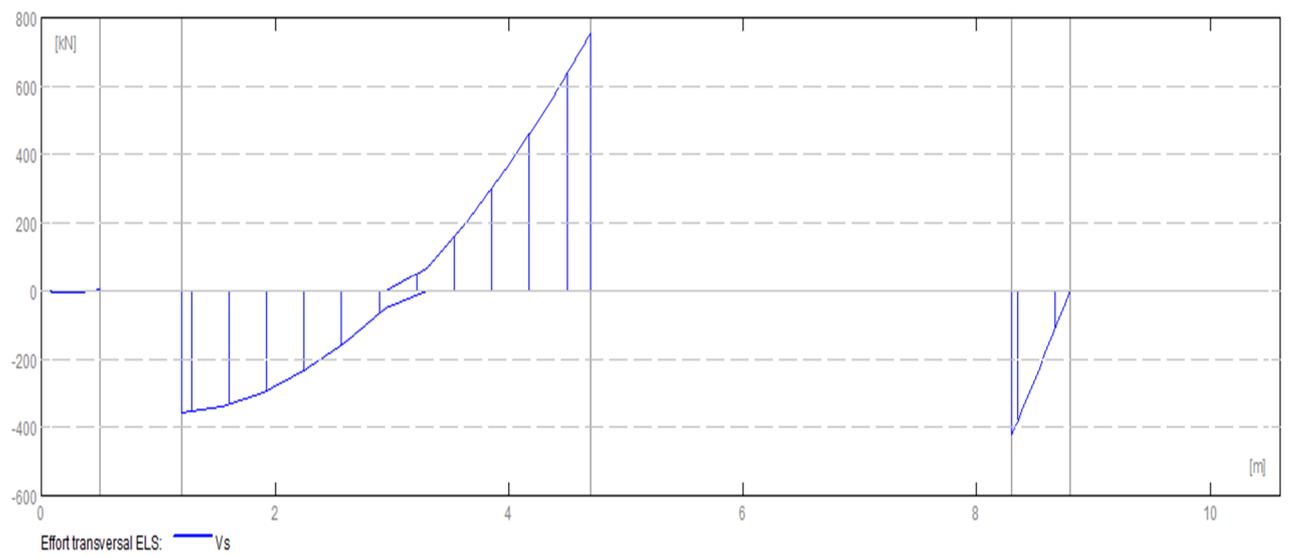
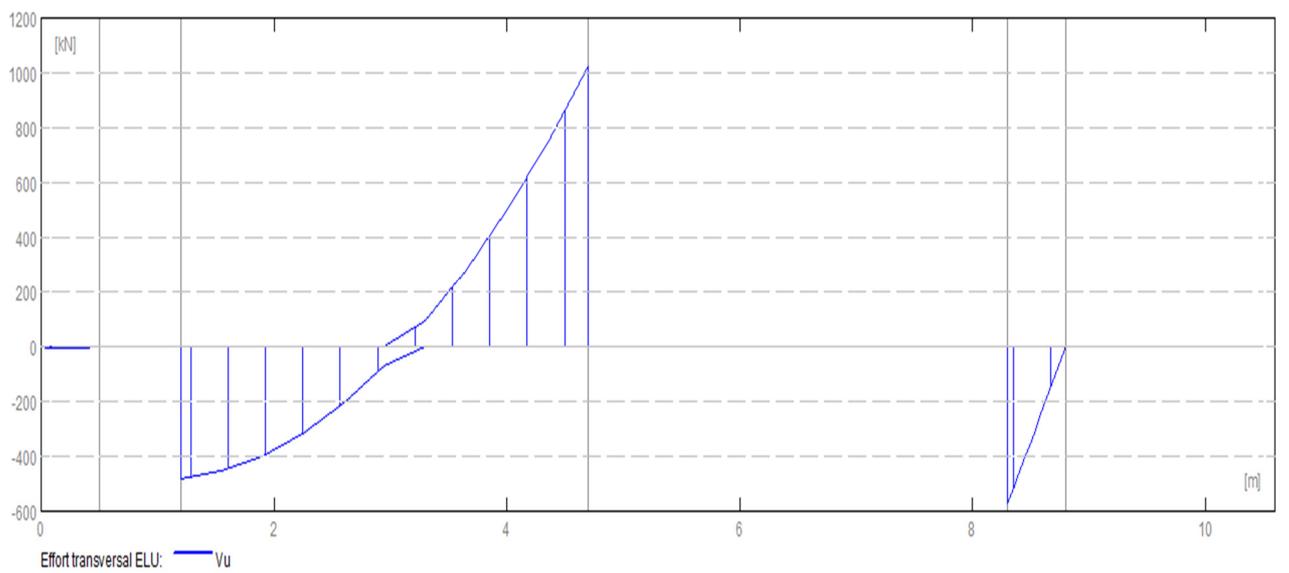
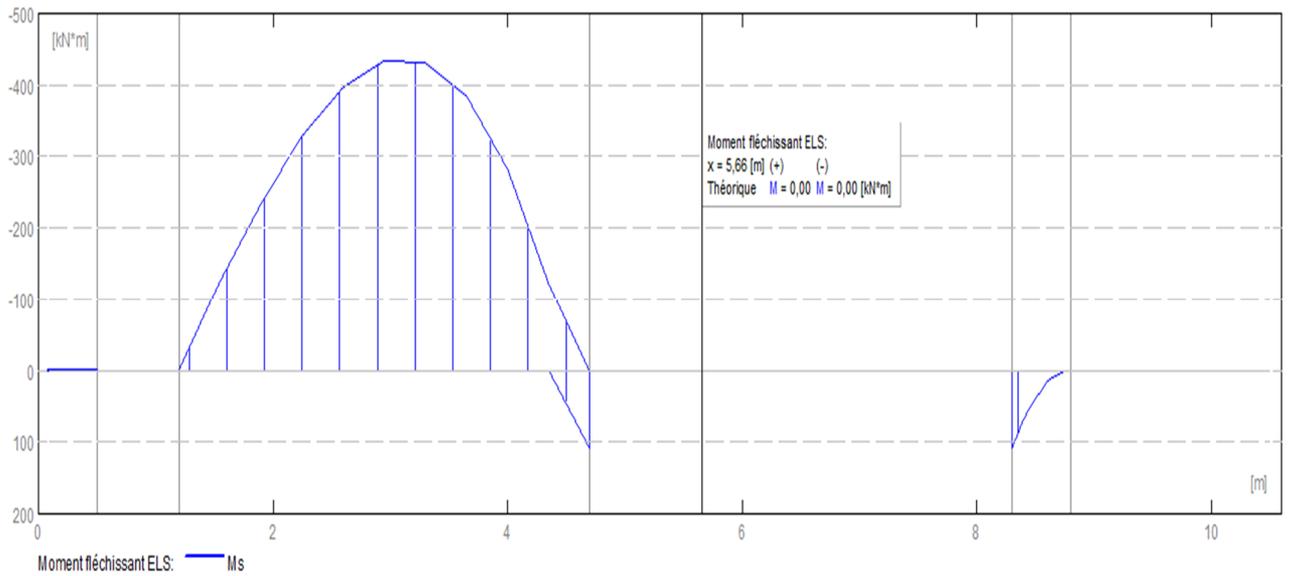


a- Ferrailage de la nervure :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2011

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :





Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

Semelle filante	M_u [KN.m] Appuis	M_u [KN.m] Travée	Efforts V [KN.m]	A_{min}	A_A	A_T	Section adoptée Appuis	Section adoptée Travée
SF1	145.90	586.23	1020.64	4.96	4.5	18.6	4T16+CH4T14	4T16+CH4T20
SF2	85.16	28.92	245.65	4.96	4.4	4.4	4T16+CH4T14	4T16+CH4T20

Tableau . V-4. Choix des barres du ferrailage des semelles filants

b- Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 96 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 4.96 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 50, 14) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35.5$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

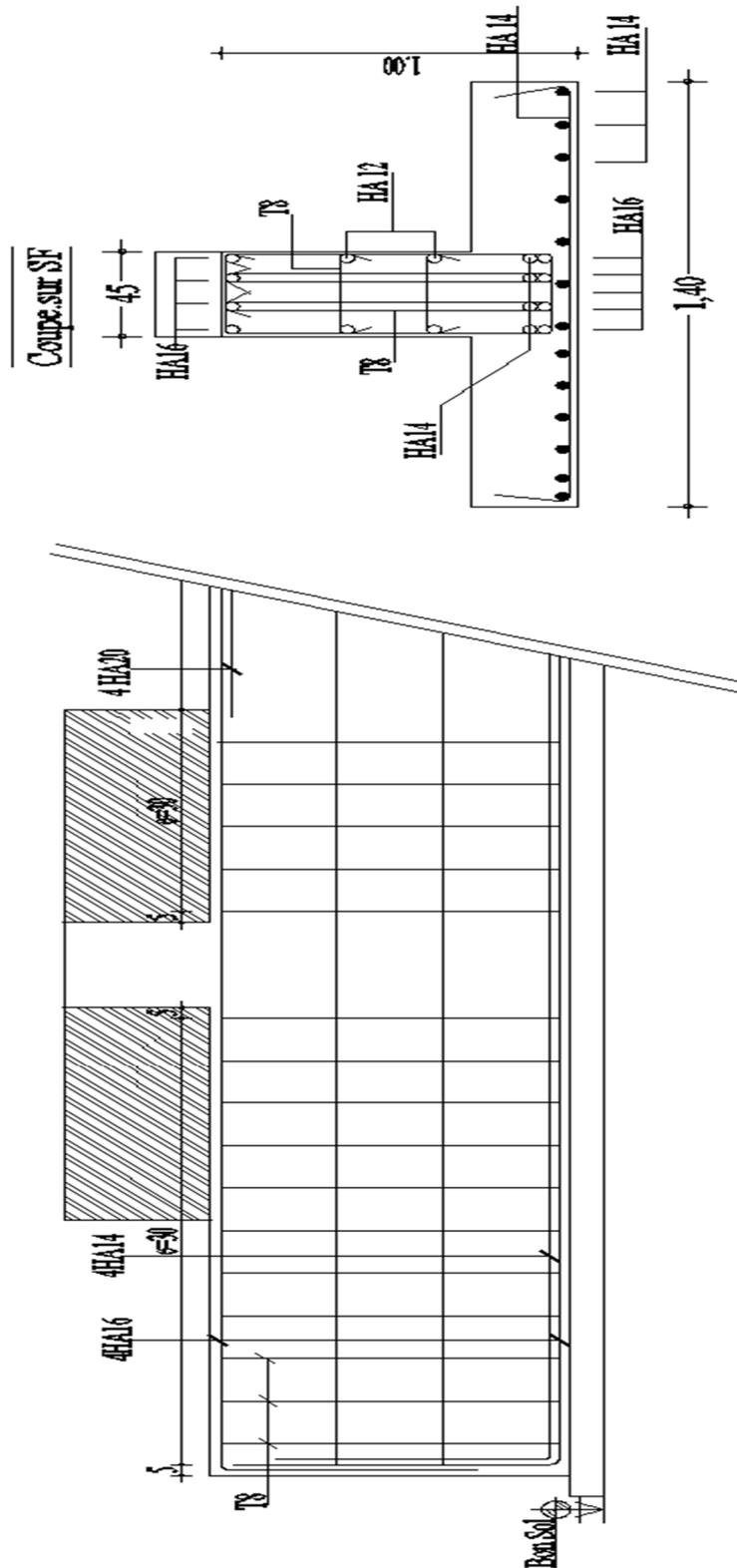


Fig. V -2- schéma de ferrailage de la nervure

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003
- ❖ Charge permanentes et surcharges d'exploitation,
Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.2
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A .93
- ❖ Pratique du B.A.E.L.91 et B.A.E.L99.
- ❖ travaux d'étanchéité des toitures terrasses et toitures inclinées, DTR– E4 – 1
- ❖ règles de conception et de calcul des maçonneries, D.T.R. C2-45
- ❖ livre Nouveau Guide du Béton.....Jean FESTA/Georges DREUX
- ❖ Calcul des structures en béton armé.....BELAZOUGUI.