REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE THECNIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles (C.C.I)

THÈME

Etude d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation contreventé par voiles modélisé par ETABS

2022

Etudié par :

M^elle : HARIM MELISSA

M^elle : OTSMANE DALLAL

Dirigé par :

M^me : CHERIFI

بسم الله الرّحمان الرّحيم

و ما توفيقنا إلا بالله عليه

توكلنا و إليه ننيب.

Remerciemment

Avant tous, nous remercions الله le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail malgré les difficultés rencontrées cette année, à cause du COVID-19 qui a touché le monde entier.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier chaleureusement nos parents respectifs pour le soutien moral, et leurs sacrifices et l'aide financière qu'ils nous ont apporté tout au long de ces cinq années d'études universitaires.

Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leur confiance et de leurs encouragements.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme CHERIFI pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi nous remercions tous les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants (Mme KHALOUI ...) de l'institut de génie civil UMMTO qui ont contribué à notre formation.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude et particulièrement Mr. MAHOUCHE et Melles : MALIKA, WARDIA et NORA qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.

Nous remercions notre prof Mr. MASTAFA pour son guide et ses conseils.

En fin, à tous nos amis et tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

On dédie ce modeste travail :

À la mémoire de nos chères grandes mères et chères grands-pères que ALLAH le tout puissant leurs accorde sa sainte miséricorde et l'accueil dans son vaste Paradis.

À nos chères mères et chèrs pères qui nous ont toujours aidés et soutenus durant toutes ces longues années d'études, sans eux en n'aurait pas abouti à ce stade d'étude, que ALLAH les protège et nous aide à les honorer, les servir et les combler.

À nos chères grandes mères et chèrs grands-pères que ALLAH les protège.

À nos chèrs frères et sœurs : MOHAMED, ARIS, RAMY et NINA.

À toute nos familles.

À notre chère tante EL DJOUHAR et son père qu'on souhait tout le bonheur.

À tous nos collègues et nos amis sans exception.

À toute la promotion C.C.I 2020.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À ma binôme, ma chère sœur OTSMANE DALLAL qui a été patiente avec moi et m'a encouragée à atteindre mon objectif.

HARIM MELISSA

Je dédie ce modeste travail :

À ma binôme, ma meilleure amis, chère sœur HARIM MÉLISSA pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet, et surtout ces encouragements dans mes études.

Sans oublier les bons moments qu'on a partagé ensemble, et ses conseils qui m'ont aidé pour que je serai à la hauteur.

OTSMANE DALLAL

Objectif :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en pratiques nos connaissance acquises au cours de ces cinq années d'étude.

L'étude d'un ouvrage en génie civil regroupe plusieurs disciplines, dont le béton armé, la résistance des matériaux, la dynamique des structures…

Dans le but de concrétiser nos savoirs dans ces disciplines, nous sommes amenés à réaliser un projet qui consiste à étudier une structure en béton armé constituée d'un rez-de-chaussée et de neuf étages à usage d'habitation.

Un calcul statique et une étude dynamique et sismique seront effectués afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Tout ça, sera basé sur des techniques et règlements : (BAEL91/révisé 99, RPA99/ version 2003…etc) exposés ci-après, qui s'appuie sur le comportement des matériaux (béton et acier),le dimensionnement, le comportement dynamique, le ferraillage ainsi que les vérifications nécessaires des éléments résistants de la structure, afin d'assurer la stabilité et un comportement optimal liant résistance et économie.

Ingénieur en génie civil = sécurité et protection des vies humaines

Le domaine de génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les types de constructions civils, il comprend tous les stades de conception et de réalisation d'ouvrages, tel que les bâtiments d'habitation, d'administration, les usines…etc.

Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils répondent aux besoins de la société, tout en assurant deux facteurs importants et indispensables qui sont :

- ☞ *La sécurité des usagers et la protection de l'environnement qui est placée en avant de nombreux paramètres.*

Et

- ☞ *L'aspect économique imposé par les couts croissants des matériaux.*

Donc :

Le rôle de l'ingénieur de génie-civil dans un projet de construction est fondamental.

Il doit concevoir et calculer puis vérifier tous les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant et après toute la période d'exploitation.

Les règlements utilisés :

Dans notre étude on utilise les règlements suivants :

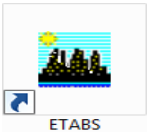
- ✓ Le **RPA 99 révisé 2003** (Règlement Parasismique Algérien)
- ✓ Le **CBA 93** (Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé)
- ✓ Le **DTU 13.12** (Fondations Superficielles)
- ✓ Le **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire : Charges Et Surcharges)
- ✓ Le **BAEL 91** (Béton Armé Aux États Limites)

Le logiciel utilisé :

Aujourd'hui, les ingénieurs disposent actuellement de divers logiciels techniques qui sont basés sur la méthode des éléments finis adoptée au Génie Civil, et permettant le calcul en un moindre temps.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel ETABS :

EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS

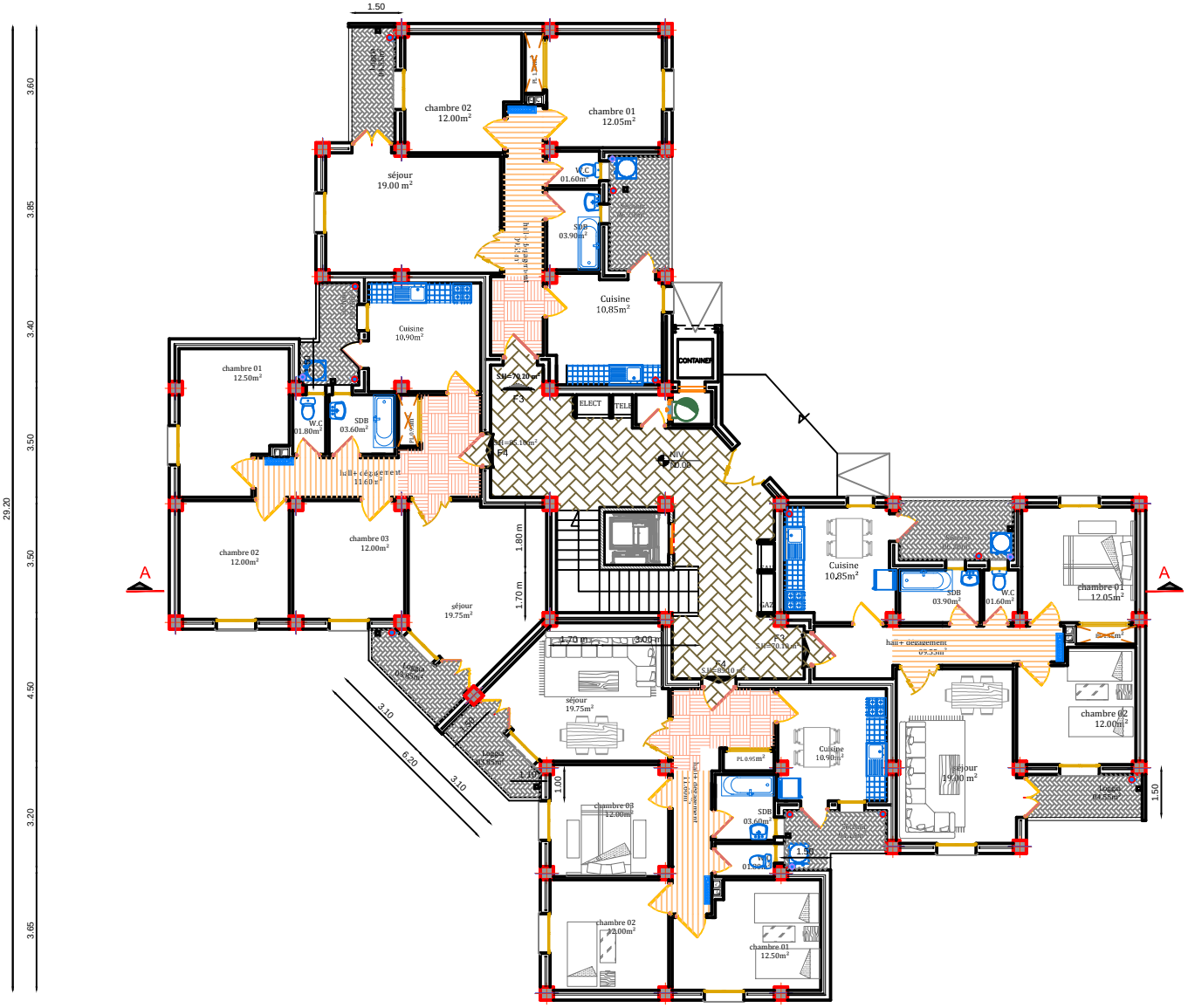


pour le calcul statique, dynamique et la réponse sismique de la structure.

Les données
nécessaires

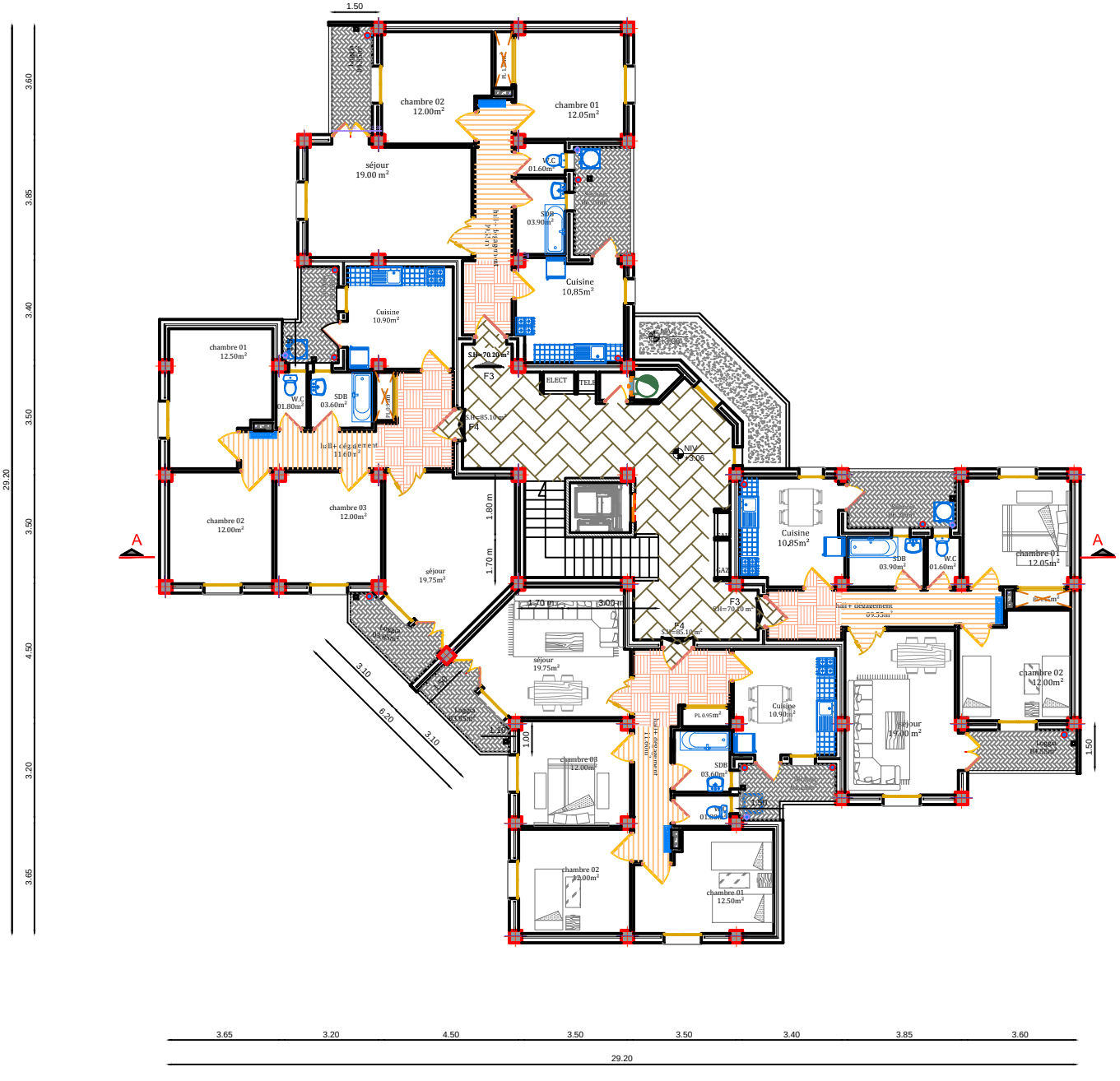
Les plans d'architecture

BATIMENT EN R+9
40LOGEMENTS TYPE F3/F4



VUE EN PLAN
RDC

BATIMENT EN R+9
40LOGEMENTS TYPE F3/F4

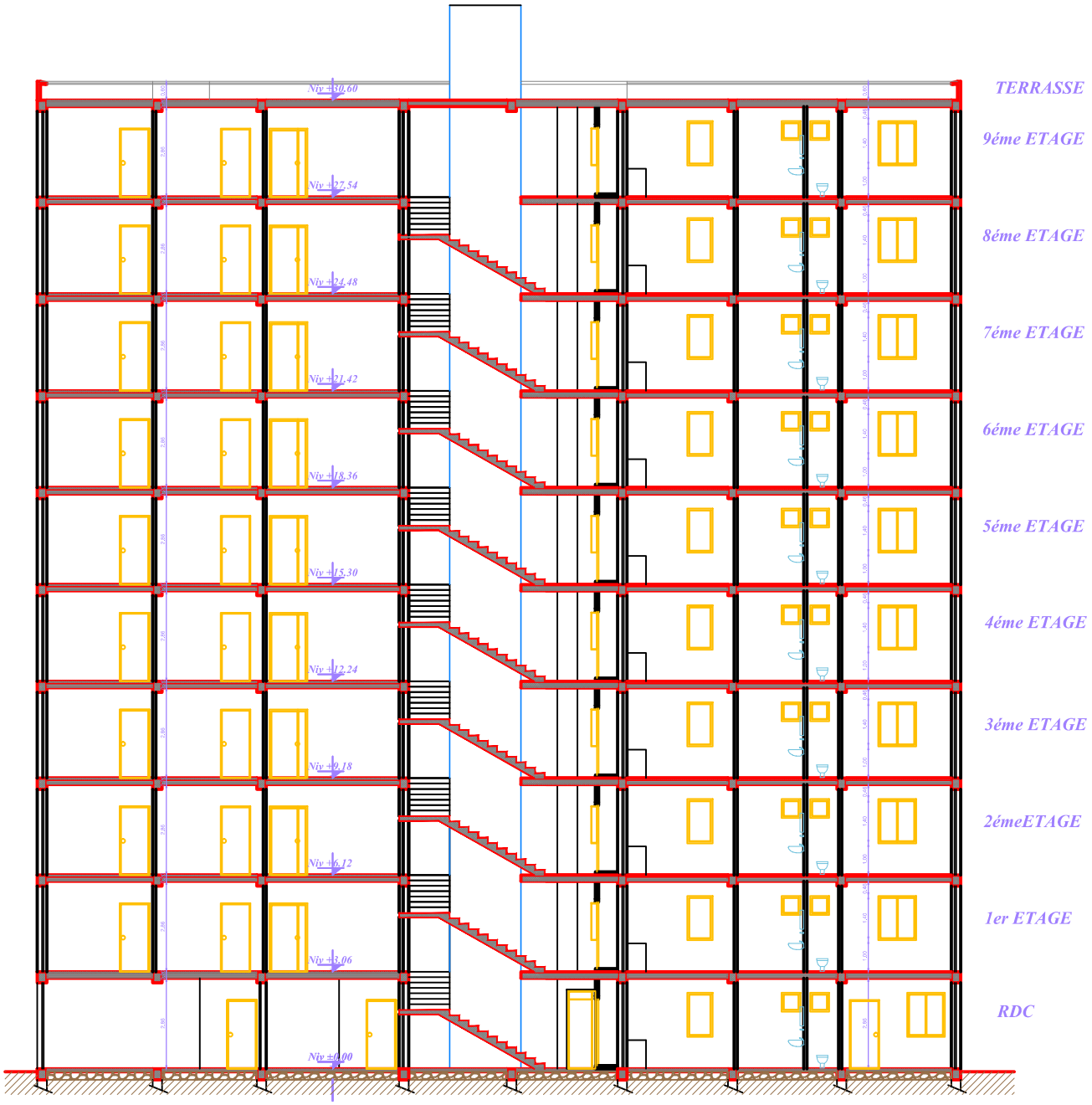


VUE EN PLAN ETAGES
1/2/3/4/5/6/7/8/9

BATIMENT EN R+9
40LOGEMENTS TYPE F3/F4

VUE EN PLAN TERRASSE

BATIMENT EN R+9
40LOGEMENTS TYPE F3/F4



VUE EN ELEVATION
COUPE A-A

Le rapport géotechnique (génie civil)

CONCLUSION – RECOMMANDATONS :

À la lumière des résultats récoltés de la compagne de connaissance géotechnique mené par le Laboratoire H.H.C.C ROUIBA au niveau du site réservé au projet de réalisation des bâtiments à usage d'habitation à BOUDOUAW Wilaya de BOUMERDES, nous pouvons conclure que **le terrain est opte à recevoir le projet prévu** avec les conditions de fondations suivantes :

- **Des fondations superficielles.**
- **Une contrainte admissible du sol égale à 1,80 bar.**
- **Un ancrage à partir de 0,9 m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel.**
- **La classification du site (Site meuble S3).**
- **La classification sismique de la région d'étude (Zone de forte activité sismique).**

Recommandations particulières :

✓ Prévoir des systèmes de drainage des eaux**.**

✓ Réaliser des dallages périphériques afin d'éviter toute l'infiltration des eaux aux sous- sols.

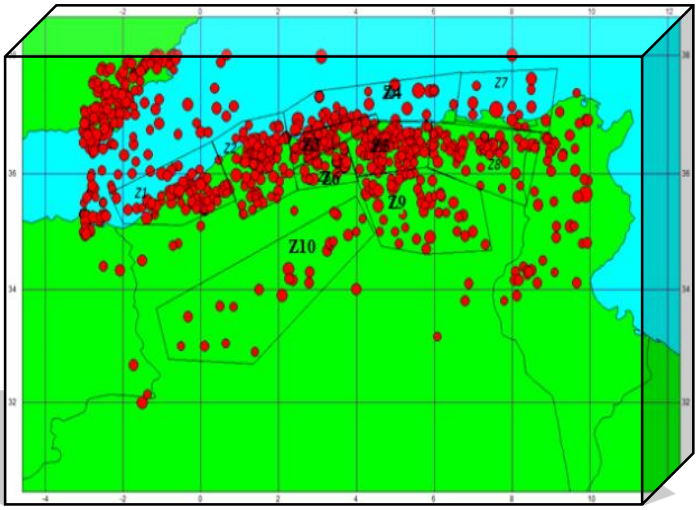
✓ Assurer un chainage soigné de l'infrastructure.

✓ Entamer les travaux de terrassement en saison favorable.

Etude de la structure

Introduction générale

Le nord algérien est caractérisé par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques Africaine et eurasiatique, une partie de ces tremblements de terre s'est produite dans la partie offshore indiquant que la marge algérienne est également active, généralement des séismes modérés à faibles quoique parfois des séismes violents puissent se produire.



La sismicité au nord de l'Algérie trouve donc son origine dans le contexte géodynamique de la région ouest méditerranéenne.

*L'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui a généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes, à savoir les séismes d'**El Asnam** (Wilaya de **Chlef**) du 10/10/1980, de **Tipaza** du 29/10/1989 et de **Boumerdes** du 21/05/2003.*

*Cependant, l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du **10 Octobre 1980** qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81 [1], a été promulguée, suivi par des mises à jour.*

*La quatrième révision a eu lieu après le dernier séisme majeur du **21 mai 2003** de Boumerdes qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés donnant lieu aux **RPA99 - Version 2003** [5].*
Dans cette version, il y a eu, principalement, la révision de la carte de zonage sismique et la restriction en hauteur du système structurel en portiques.

Par conséquent, l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé a été fortement encouragée et recommandée.

L'analyse dynamique des structures soumises aux actions sismiques, constitue un domaine de recherche très actif et revêt un intérêt particulier dans les pays de forte sismicité comme le cas de l'Algérie.

La méthode de conception parasismique, consiste à assurer à la structure et à sa fondation une résistance suffisante pour reprendre les charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, …) de façon sécuritaire et économique.
Elle est basée sur le choix des formes et du système de contreventement du bâtiment.
Le contreventement C'est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage. Permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales.

Le ***Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/V2003)*** *préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage.*

À ce titre, il est utile de rappeler que le ***RPA*** *vise un double objectif :*

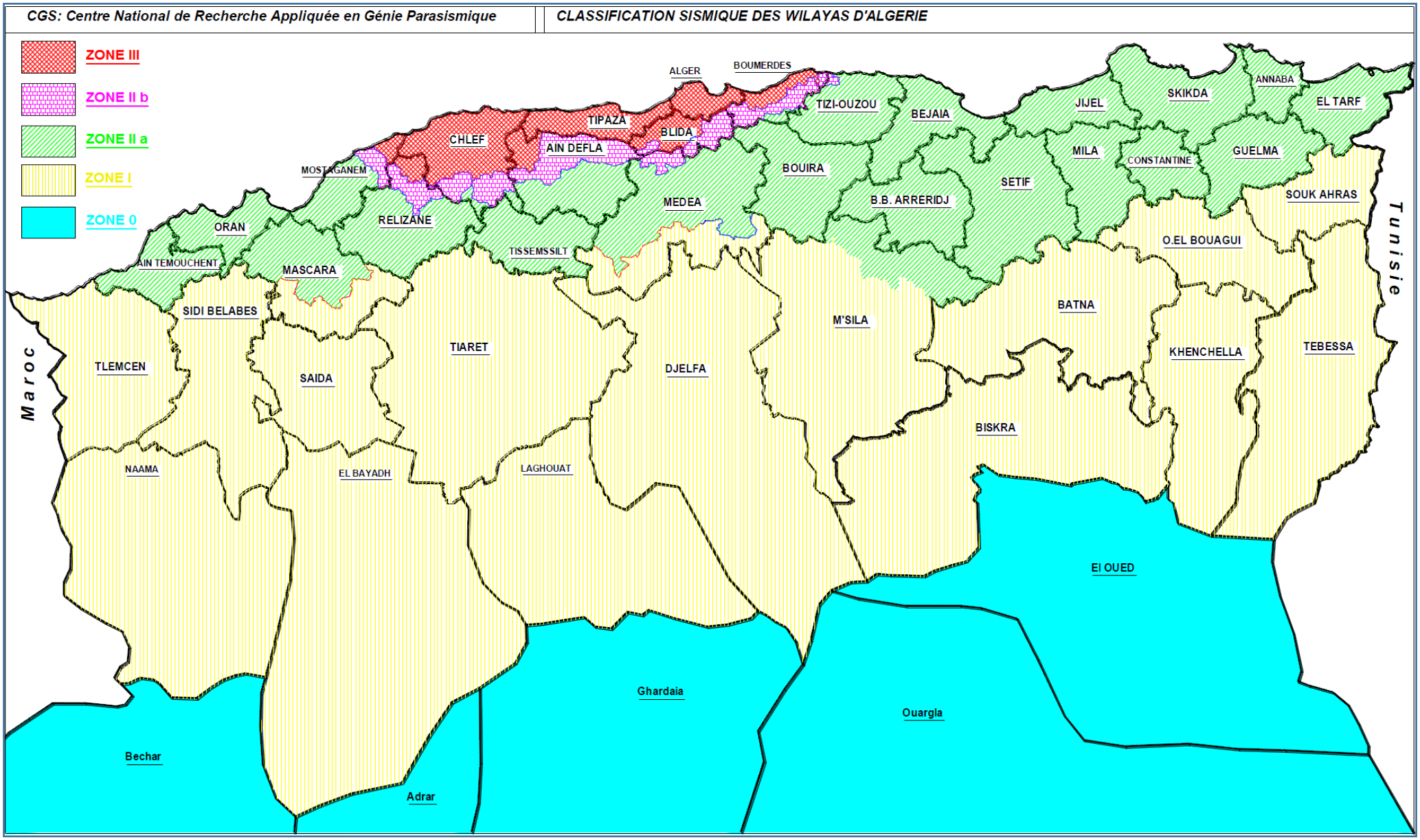
✓ *Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.*

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

Pour cela, il est indispensable de respecter les normes et les recommandations parasismiques, mais aussi devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Dans notre pays, on utilise comme règlement parasismique le code national :

RPA99 révisé 2003 (Règlement Parasismique Algérien)



Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGC 2003)

Plan de travail

I. Présentation et description de l'ouvrage

II. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

III. Le pré-dimensionnement des éléments

IV. Calcul des planchers

V. Étude des éléments non porteurs

VI. Étude dynamique et étude sismique

VII. Vérification des exigences du RPA 99 V 2003

VIII. Étude des éléments porteurs

IX. Étude de l'infrastructure

SOMMAIRE

Chapitre I : **Présentation et description de l'ouvrage**

Introduction……..page01

Présenter l'ouvrage……..page01

Les données géotechniques……..page02

Classifier l'ouvrage, ainsi que les données géotechniques du site……..page03

Ossature et système constructif adopté……page03

Chapitre II : **Les caractéristiques mécaniques des matériaux**

Introduction……..page10

Principes des justifications de calcul……page11

Les caractéristiques mécaniques des matériaux……..page12

Résistances mécaniques du béton……page13

Contraintes limites du béton à la compression……page15

Contraintes limites du béton au cisaillement……page18

Module de déformation du béton……page19

Module d'élasticité de l'acier……page22

Module limites de l'acier……page22

Les hypothèses de calcul……page26

Les caractéristiques adoptées……page27

Chapitre III : **Le pré dimensionnement des éléments**

Introduction……page28

Pré dimensionnement des planchers……page28

Pré dimensionnement des éléments non porteur……Page30

Détermination des charges et surcharges……page36

Pré dimensionnement des planchers……page28

Pré dimensionnement des éléments porteurs……page40

Chapitre IV : **Calcul des planchers**

Dalle de compression……page52

Conclusion 1

Calcul des poutrelles……page53

Calcul des efforts internes à l'ELU……page59

Ferraillage à l'ELU……page63

Vérification à l'ELU……page66

Calcul des efforts internes à l'ELS……page70

Vérification à l'ELS……page73

Conclusion 2

Chapitre V : **Calcul des éléments non porteurs**

Calcul de l'escalier……page80

La 1ère volée……page81

Calcul des efforts internes à l'ELU.....page81

Ferraillage à l'ELU.....page86

Vérification à l'ELU.....page88

Calcul des efforts internes à l'ELS.....page93

Vérification à l'ELS.....page97

Conclusion 1

La 2ème volée.....page103

Calcul des efforts internes à l'ELU.....page103

Ferraillage à l'ELU.....page107

Vérification à l'ELU.....page109

Calcul des efforts internes à l'ELS.....page113

Vérification à l'ELS.....page118

Conclusion 2

Calcul de la poutre palière.....page124

Calcul des efforts internes à l'ELU.....page126

Ferraillage à l'ELU.....page127

Vérification à l'ELU.....page129

Calcul des efforts internes à l'ELS.....page134

Vérification à l'ELS.....page135

Conclusion

Calcul du balcon(en dalle pleine).....page141

Calcul des efforts internes à l'ELU.....page142

Ferraillage à l'ELU.....page143

Vérification à l'ELU.....page144

Calcul des efforts internes à l'ELS.....page148

Vérification à l'ELS……..……..page148

Conclusion

Calcul de l'acrotère ……..……..page151

Calcul des efforts internes à l'ELU……..……..page152

Ferraillage à l'ELU.……..……page153

Vérification à l'ELU……..……..page156

Calcul des efforts internes à l'ELS.……..……page159

Vérification à l'ELS……..……..page160

Conclusion

Calcul de la salle machine…..……page161

Calcul des efforts internes à l'ELU……..……page161

Ferraillage à l'ELU.……..……..page165

Vérification à l'ELU……..……page168

Calcul des efforts internes à l'ELS……..……..page172

Vérification à l'ELS……..……..page174

Conclusion

Chapitre VI : **Étude dynamique et étude sismique**

Le contreventement……..……page180

Objectif……..……..page180

Recherche de la disposition des voiles.……..…..page180

Incidence de la forme des bâtiments sur leur comportement……..……page180

Proposition de quelques solutions…….……..page182

L'étude dynamique……..……..page185

Étude dynamique pour notre structure……page186

La Modélisation et Présentation de l'ETABS……page190

Introduction……page190

Concept de base de la M.E.F……page190

Description de l'ETABS……page191

L'étude sismique……page206

Introduction……page206

Étude sismique pour notre structure……page207

Chapitre VII : Vérification des exigences du RPA 99 V2003

Introduction……page222

Vérification des exigences RPA99/ V 2003……page222

Justification du système de contreventement (détermination du R)……page222

Conclusion1

Vérification de l'effort normal réduit (N_d)……page180

Conclusion2

Nombre de mode à considérer……page230

Conclusion3

Estimation de la période fondamentale……page230

Conclusion4

Vérification de la force sismique à la base…….……page232

Conclusion5

Justification vis-à vis des déformations…….……page236

Conclusion6

Justification vis-à vis de l'effet P-Δ…….……page238

Conclusion7

Conclusion finale…….……page240

Conclusion

Chapitre VIII : **Étude des éléments porteurs**

Introduction…….……page245

Ferraillage des éléments porteurs…….……page245

Les poutres…….……page245

Recommandation du RPA99/ V 2003…….……page246

Calcul du ferraillage…….……page250

Poutre principale…….……page252

Calcul du ferraillage…….……page252

Vérification à l'ELU.…….……page254

Vérification à l'ELS.…….……page259

Conclusion1

Poutre principale…….……page266

Calcul du ferraillage…….……page266

Vérification à l'ELU.....page268

Vérification à l'ELS.....page273

Conclusion2

Les poteaux.....page280

Recommandation du RPA99/ V 2003.....page281

Calcul du ferraillage.....page285

Ferraillage à l'ELU.....page287

Vérification à l'ELU.....page294

Vérification à l'ELS.....page303

Conclusion

Les voiles pleins.....page307

Recommandation du RPA99/ V 2003.....page308

Calcul du ferraillage.....page311

Ferraillage à l'ELU page314

Vérification à l'ELU.....page321

Vérification à l'ELS.....page325

Conclusion.

Chapitre IX : **Étude de l'infrastructure**

Introduction.....page328

Choix du type de fondations.....page328

Étude du radier.....page330

Pré-dimensionnement.....page330

Détermination de la surface nécessaire au radier.....page333

Vérifications du radier.....page335

Étude de la dalle du radier ……..page341

Calcul des efforts internes à l'ELU……..page341

Ferraillage à l'ELU……page344

Vérification à l'ELU……page347

Vérification à l'ELS……page349

Conclusion1

Étude des nervures……page354

Calcul des efforts internes à l'ELU……page354

Ferraillage à l'ELU(sens X-X)……page362

Vérification à l'ELU……page364

Calcul des efforts internes à l'ELS……page371

Vérification à l'ELS……page375

Conclusion1

Ferraillage à l'ELU(sens Y-Y)……page379

Vérification à l'ELU……page381

Vérification à l'ELS……page388

Conclusion2

LISTE DES ARTICLES

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

La zone sismique : [L'article 3.1 du RPA99 / version 2003]……page03

L'importance de l'ouvrage : [L'article 3.2 du RPA99 / version 2003]……page03

L'ossature : [L'article 3.4.A.1.b du RPA99 / version 2003]……page03

Chapitre II : Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Principes des justifications de calcul : [L'article A.1.2 du CBA 93] ……page11

Résistance caractéristique à la compression : [L'article A.2.1.1.1 du BAEL 91/revisé99]……page13

Résistance caractéristique à la traction : [L'article A.2.1.1.3 du BAEL 91/revisé99]……page14

Contrainte limite ultime à la compression (à l'ELU) : [L'article A.4.3.4.1 du CBA 93]……page15

Contrainte limite de service à la compression (à l'ELS) : [L'article A.4.5.2 du CBA 93]……page17

Contraintes limites du béton au cisaillement : [L'article A.5.1.2.1 du CBA 93]……page18

Module de déformation longitudinale instantanée du béton : [L'article A.2.1.2.1 du CBA 93]……page19

Module de déformation longitudinale différée du béton : [L'article A.2.1.2.2 du CBA 93]……page20

Coefficient de poisson : [L'article A.2.1.3 du CBA 93]……page21

Module d'élasticité longitudinal de l'acier : [L'article A.2.2.3 du BAEL 91/revisé99]……page22

Contrainte limite ultime de l'acier (à l'ELU) : [L'article A.4.3.2 du BAEL 91/revisé99]……page22

Contrainte limite de service du l'acier (à l'ELS) : [L'article A.4.5.3 du CBA 93] et [L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99]……page24

Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) : [A.4.5.3.2 du CBA 93] et [A.4.5,32 BAEL 90 mod 99]…….page24

Fissuration préjudiciable : [A.4.5.3.3 du CBA 93] et [A.4.5,33 BAEL 90 mod 99]……page24

Fissuration très préjudiciable : [L'article A.4.5.34 du BAEL 90 mod 99]……page24

Protection des armatures : [L'article A.6.3 du CBA 93]……page25

Les hypothèses de calcul À l'ELU : [L'article A.4.4.3.2 du CBA 93]……page26

À l'ELS : [L'article A.4.5.1 du CBA 93]……page26

Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

Plancher en corps creux : [L'article B.6.8.4.2.4 du CBA 93]……page29

Planchers en dalle pleine : [L'article A.4.5.3.2.2 du BAEL 91/revisé99]……page29

Détermination des charges et surcharges : [DTR B.C.2.2]……page36

Pré dimensionnement des voiles : [L'article 7.1.1 du RPA99/Version2003]……page40

Pré dimensionnement les poutres : [L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003]……page42

Vérification des exigences RPA99 pour les poutres : [L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003]…….page43

La section minimale des poteaux (zone III) : [L'article 7.4.1 du RPA99/Version2003]……page45

Loi de dégression des surcharges : [L'article 6.3 du DTR 2.2]……page45

Vérifications des exigences RPA99 pour les poteaux : [L'article 7.4.1 du RPA99/Version2003]…..page45

Chapitre IV : Calcul des planchers

Ferraillage de la dalle de compression : [L'article B.6.8.423 du BAEL 90 mod 99]……page52

Méthode forfaitaire : [L'article B.6.2.210 du BAEL 90 mod 99]……page57

Exposé de la méthode : [L'article 7.3 du BAEL 91/revisé99]……page57

Diamètre minimal des armatures : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]……page65

L'espacement des étriers : [L'article A.5.1.2.2 du CBA 93]……page66

Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]……page66

Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]……page66

Fissuration peu préjudiciable : [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]……page67

Influence de l'effort tranchant sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du CBA 93]……page67

Influence de l'effort tranchant sur l'acier au niveau des appuis :

Aux appuis de rive : [L'article A.5.1.3.1.2 du BAEL 90 mod 99et CBA 93]……page68

Aux appuis intermédiaires : [L'article A.5.1.3.2.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]……page68

Vérification de l'adhérence et l'entrainement des barres : [L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99]…… ……page68

Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99]……page66

L_a : [L'article A.6.1.253 du BAEL 90 mod 99]……page70

Pourcentage minimum des armatures transversales : [L'article A.5.1.2.2 du BAEL 90 mod 99 et CBA93] page70

Vérification à l'ELS : [L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99].....page73

Influence des milieux agressifs sur les matériaux (béton et aciers) : [Le 2ème commentaire de L'article A.4.5,31 du BAEL 90 mod 99].....page73

Un état limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5,32 ; A.4.5,33 et A.4.5,34 BAEL 90 mod99]....page73

Un état limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99].....page73

État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99].....page73

État limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99].....page73

État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99].....page75

Vérifier les trois conditions (calcul de la flèche du plancher) : [L'article B.6.8.424 du BAEL 90 mod 99]..... ....page75

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99].....page76

Chapitre V : Calcul des éléments non porteurs

Les escaliers :

Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99].....page88

Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93].....page88

Fissuration peu préjudiciable : [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93].....page89

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93].....page89

Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99].....page89

Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres : [L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].....page90

Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].....page91

Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du BAEL 90 mod 99].....page92

Vérification à l'ELS : [L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99] page97

Un état limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod99].....page97

Un état limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99].....page97

État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99].....page99

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99].....page99

La poutre palière :

Vérification des exigences RPA99 (poutre palière) : [L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003].....page125

Les armatures transversales (diamètre minimal des armatures) : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99] page128

Pourcentage minimum des armatures longitudinales : [L'article7.5.2 du RPA99/Version2003]..page132

Espacement des barres : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003].....page133

Vérification de la quantité des armatures transversales : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]..... .....page133

Pourcentage minimum des armatures transversales : [L'article A.5.1.2.2 du CBA93].....page134

Balcon :

Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du BAEL 90 mod 99].....page147

La fissuration est considérée comme préjudiciable : [L'article A.4.5.33 BAEL 90 mod 99].....page147

L'acrotère :

Calcul de la force sismique appliquée à l'acrotère : [L'article 6.2.3 du RPA99/Version2003].....page152

Salle machine :

Calcul des efforts internes à l'ELU(salle machine) : [L'article 6.3 du BAEL 91 révisé 99].....page161

Vérification de la condition de non fragilité : [L'article B.7.4 du BAEL 90 mod 99].....page168

Espacement des barres : [L'article A.7.2.4.2 du CBA93].....page170

Diamètre des barres : [L'article A.6.4.1 du CBA93].....page171

Vérification au poinçonnement : [L'article A.5.2.4.2 du CBA93].....page171

État limite de déformation : [L'article B.7.5 du CBA93].....page177

Chapitre VI : **Étude dynamique et étude sismique**

L'étude sismique :

La méthode statique équivalente : [L'article 4.1 du RPA99/Version2003]…….page207

La méthode modale spectrale : [L'article 4.3 RPA99/Version2003]…….page208

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse : [L'article 4.13 RPA99/Version2003]…… ….page209

Le poids total de la structure W : [L'article 4.2.3 du RPA99/Version2003]…….page216

Les combinaisons des charges :

Combinaisons de poids : [L'article 4.2.3 RPA99/Version2003]…….page218

Combinaisons sismiques : [L'article 5.2 RPA99/Version2003]…….page218

Combinaisons permanentes : [L'article B.8.2.1.1 du CBA 93]…….page218

Chapitre VII : **Vérification des exigences du RPA 99 V2003**

Justification du système de contreventement (détermination du R) : [L'article 3.4 du RPA99/ Version2003] …….page222

Vérification de l'effort normal réduit (N_d) : [L'article 7.4.3.1 et 7.1.3.3 du RPA99/Version2003]…… ……..page224

Nombre de mode à considérer : [L'article 4.3.4 du RPA99/Version2003]…….page230

Estimation de la période fondamentale : [L'article 4.2.4 du RPA99/Version2003]…….page230

Vérification de la force sismique à la base : [L'article 4.3.6 du RPA99/Version2003]…….page232

La force sismique totale V : [L'article 4.2.3 du RPA99/Version2003]…….page233

Justification vis-à vis des déformations : [L'article 5.10 du RPA99/Version2003]…….page236

Le déplacement horizontal à chaque niveau : [L'article 4.43 du RPA99/Version2003]…….page236

Justification vis-à vis de l'effet P-Δ : [L'article 5.9 du RPA99/Version2003]…….page238

Chapitre VIII : Étude des éléments porteurs

Les poutres :

Les combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentale : [L'article B.8.2.1.1 du CBA 93].....page245

Combinaisons accidentelle : [L'article 5.2 du RPA99/Version2003].....page245

Recommandation du RPA99/ V 2003 :

Les armatures longitudinales : [L'article 7.5.2.1 du RPA99/Version2003].....page246

Délimitation de la zone nodale pour les poutres : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003].....page248

Les armatures transversales : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003].....page249

Calcul des armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99].....page253

Espacement des barres : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003].....page253

Pourcentage minimum des armatures longitudinales : [L'article 7.5.2 du RPA99/Version2003]..page258

Vérification de la quantité des armatures transversales : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]..... .....page259

Pourcentage minimum des armatures transversales : [L'article A.5.1.2.2 du CBA93].....page259

Les poteaux :

Recommandation du RPA99/ V 2003 :

Les armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003].....page281

Les armatures transversales : [L'article 7.4.2.2 du RPA99/Version2003].....page283

Longueur de flambement du poteau : [L'article B.8.3.3.1 du CBA 93].....page284

Calcul des armatures transversales : [L'article 7.4.2.2 du RPA99/Version2003].....page292

Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article 7.4.2.2 du RPA99/Version2003].....page295

Fissuration est préjudiciable : [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93].....page295

La contrainte de cisaillement limite : [L'article 7.4.3.2 du RPA99/Version2003].....page295

Diamètre des armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003].....page296

L'espacement des armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]……..page296

La longueur de recouvrement : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]……..page297

Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant : [L'article 7.6.2 du RPA99/ Version2003] ……page298

Diamètre des armatures transversales : [L'article A.8.1.3 du BAEL90 mod 99]……..page302

Vérification à l'ELS : [L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99]……..page303

Influence des milieux agressifs sur les matériaux (béton et aciers) : [Le 2ème commentaire de L'article A.4.5,31 du BAEL 90 mod 99]……..page303

Un état limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5,32 ; A.4.5,33 et A.4.5,34 BAEL 90 mod99]..page303

Un état limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99]……..page303

État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]……..page303

État limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99]……..page303

Les voiles pleins :

Recommandation du RPA99/ V 2003 :

Les armatures verticales : [L'article 7.7.4.1 du RPA99/Version2003]……..page308

Les armatures horizontales : [L'article 7.7.4.2 du RPA99/Version2003]……..page309

Règles commune : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003]……..page309

Règles transversales : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003]……..page310

Découpage du diagramme des contraintes (la largeur d) : [L'article 7.7.4 du RPA99/Version2003]…… page311

Contrainte limite de cisaillement dans le béton : [L'article A.5.1.1 du CBA 93]……page322

Fissuration est préjudiciable : [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]……page322

La contrainte de cisaillement limite : [L'article 7.7.2 du RPA99/Version2003]……..page322

L'espacement des armatures longitudinales : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003]……page324

La longueur de recouvrement : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003]……page324

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Radier nervuré :

Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.2.2 du BAEL 90 mod 99]……page335

Vérification au poinçonnement : [L'article A.5.2.4 du CBA93]……page336

Vérification au renversement : [L'article A.10.1.5 du RPA99/Version2003]……page339

Vérification de la condition de non fragilité : [L'article B.7.4 du BAEL 90 mod 99]……page347

Espacement des barres : [L'article A.7.2.4.2 du CBA93]……page348

Diamètre des barres : [L'article A.6.4.1 du CBA93]……page349

Les nervures :

Les armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]……page363

[L'article A.8.1.3 du BAEL90 mod 99]……page364

Espacement des cadres : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]……page364

Pourcentage minimum des armatures longitudinales : [L'article 7.5.2 du RPA99/Version2003].page369

Vérification de la quantité des armatures transversales : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]…. …..page370

Délimitation de la zone nodale : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]……page371

Les armatures de peau : [L'article A.5.34 du BAEL90 mod 99]……page378

[L'article A.8.3 du BAEL90 mod 99]……page378

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

A) Les symboles :

σ_{sol} : la contrainte admissible du sol.

γ_h : le poids volumique humide du sol.

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours.

f_{c28} : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours.

f_{t28} : la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

σ_{bc} : la contrainte du béton en compression.

ε_{bc} : le raccourcissement du béton.

f_{bu} : la contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

θ : le coefficient de sécurité dépendant de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions.

τ_u : la contrainte tangentielle (cisaillement) du béton à l'ELU.

$\overline{\tau_u}$: la contrainte tangentielle admissible du béton (à l'ELU).

V_u : l'effort tranchant ultime.

b_0 : la largeur de la section cisaillée.

d : la hauteur utile $(0{,}9h)$.

h : la hauteur totale de la section.

E : le module d'élasticité (module de young).

E_{ij} : le module de déformation longitudinale instantané.

E_{vj} : le module de déformation longitudinale différé.

G : le module de déformation transversale.

ν : le coefficient de poisson.

$\left(\Delta d/d\right)$: la déformation relative transversale.

$\left(\Delta l/l\right)$: la déformation relative longitudinale.

Ψ : le coefficient de scellement.

E_S : le module d'élasticité longitudinal des aciers.

σ_s : la contrainte admissible d'élasticité de l'acier (à l'ELU).

f_e : la contrainte limite d'élasticité de l'acier.

η : le coefficient de fissuration.

$\rho_{béton}$: le poids volumique du béton.

h_t : la hauteur totale du plancher.

h_0 : la hauteur de la dalle de compression.

e : épaisseurs.

S_{ac} : la section droite de l'acrotère.

G_{ac} : la charge permanente de l'acrotère.

G_{PP} : le poids propre de la poutre principale.

G_{PS} : le poids propre de la poutre secondaire.

N_S : l'effort normal de compression repris par le poteau.

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation (surcharge).

$A_{\perp}$: les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: les armatures parallèle aux poutrelles.

M_u : le moment fléchissant à l'ELU.

μ_{bu} : le moment réduit ultime.

M_0 : le moment fléchissant maximal dans la travée isostatique.

M_e : la valeur absolue du moment fléchissant sur l'appui de droite.

M_w : la valeur absolue du moment fléchissant sur l'appui de gauche.

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

M_a : le moment maximal aux appuis.

M_{tab} : le moment équilibré par table de compression (section en Té).

ϕ_l^{max} : le diamètre maximal des armatures longitudinales.

A_t : les armatures transversales.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

A_s : la section d'armatures.

τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.

$\overline{\tau_{seu}}$: la contrainte d'adhérence ultime.

ΣU_i : la somme des périmètres utiles des barres.

V_u^{max} : l'effort tranchant maximal à l'ELU.

L_s : la longueur de scellement droit.

τ_s : la contrainte d'adhérence.

σ_{st} : la contrainte de l'acier à la traction.

$\overline{\sigma_{st}}$: la contrainte limite de service de l'acier à la traction.

$\overline{\sigma_{bc}}$: la contrainte limite de service du béton à la compression.

$\overline{f_{adm}}$: la flèche admissible.

M_s : le moment fléchissant maximal à l'ELS.

I_{fv} : l'inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.

μ ; λ_v : coefficients.

B_0 : la section homogène.

S_{xx} : le moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX.

q_u : le chargement ultime.

q_s : le chargement de service.

A_p : les armatures principales.

A_r : les armatures de répartition.

F_P : force horizontale pour les éléments non structuraux.

C_P : facteur de force horizontale.

W_P : le poids propre de l'acrotère.

N_U : l'effort normal ultime.

e_u : l'excentricité.

C_p : le centre de pression.

g : la distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

M_f : le moment fictif.

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD.

ξ : coefficient dépend de la nature de revêtement.

W_0 : le pourcentage d'acier minimal réglementaire.

M_v : la masse volumique du béton.

A : coefficient d'accélération de zone en fonction de groupe d'usage.

η : facteur de correction d'amortissement.

ξ : le pourcentage d'amortissement critique.

R : le coefficient de comportement de la structure.

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

Q : le facteur de qualité.

β : le coefficient de pondération.

N_d : l'effort normal réduit.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

V_{MMS} : l'effort tranchant sismique à la base calculé par la MMS.

V_{MSE} : l'effort tranchant sismique à la base calculé par la MSE.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

a et b : dimensions de la section droite du poteau.

L_f : la longueur de flambement du poteau.

M_R : le moment résistant dans les poteaux.

L_t : la longueur de la zone nodale.

I : le moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier.

L_C : la longueur de la zone comprimée.

A_{Vj} : les armatures de couture.

A_H : les armatures horizontales.

A_v : les armatures verticales.

h_r : l'épaisseur de la dalle du radier.

h_d : l'épaisseur des nervures.

L_e : la longueur élastique.

K : coefficient de la raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

b_n : la largeur des nervures.

M : le moment de renversement dû au séisme dans le sens considéré.

M_0 : le moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : l'effort tranchant sismique à la base du bâtiment.

Z : la profondeur de l'infrastructure.

F_S : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

γ_w : le poids volumique de l'eau.

B) Les abréviations :

ELU : l'état limite ultime.

ELS : l'état limite de service.

HA : les hautes adhérences.

TS : treillis soudé.

FPP : fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).

FP : fissuration préjudiciable.

FTP : fissuration très préjudiciable.

S.D.A : section doublement armée.

S.S.A : section simplement armée.

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

C.D.G : centre de gravité.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

S.P.C : section partiellement comprimée.

DDL : degré de liberté.

MEF : méthode des éléments finis.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : **Les caractéristiques mécaniques des matériaux**

Tableau II-1: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....page21

Tableau II-2: Contrainte limite ultime de l'acier (ELU).....page23

Tableau II-3: Contrainte limite de service de l'acier (ELS).....page25

Tableau II-4: Caractéristiques adoptés pour les matériaux (béton et acier).....page27

Chapitre III **: Le pré dimensionnement des éléments**

Tableau III-1: Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible.....page36

Tableau III-2: Charges et surcharges sur le plancher étage courant.....page37

Tableau III-3: Charges et surcharges sur le plancher en dalle pleine.....page38

Tableau III-4: Charges permanentes et surcharges sur la paillasse.....page38

Tableau III-5: Charges permanentes et surcharges sur le palier page39

Tableau III-6: Charges et surcharges des balcons.....page39

Tableau III-7: Charges et surcharges sur l'acrotère.....page40

Tableau III-8: Vérification des poutres aux conditions exigées par (RPA99/Version2003).....page44

Tableau III-9: Coefficients de dégression des surcharges.....page49

Tableau III-10: Dégression des charges d'exploitations.....page50

Tableau III-11: Sections du béton proposé pour les poteaux.....page51

Tableau III-12: Vérification des sections (proposé) pour les poteaux aux conditions exigées par (RPA99/Version2003).....page51

Chapitre IV **: Calcul des planchers**

Tableau IV-1: Calcul des moments en travées de rives.....page61

Tableau IV-2: Calcul des moments en travées intermédiaires……page61

Tableau IV-3: Calcul des moments aux appuis à l'ELS……page71

Tableau IV-4: Calcul des moments en travées de rives à l'ELS……page71

Tableau IV-5: Calcul des moments en travées intermédiaires à l'ELS……page71

Chapitre V : Calcul des éléments non porteurs

Tableau V-2-1: Vérification des dimensions de la poutre palière……page125

Chapitre VI : Étude dynamique et étude sismique

Tableau VI-2-1: Les caractéristiques de notre spectre de réponse……page210

Chapitre VII : Vérification des exigences du RPA 99 V2003

Tableau VII-1: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques ……page223

Tableau VII-2: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques……page223

Tableau VII-3: Vérification de l'effort normal réduit……page225

Tableau VII-4: Vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation de la section du béton…. ……page226

Tableau VII-5: Les sections définitives adoptées pour les poteaux……page226

Tableau VII-6: Les modes de vibrations, les périodes et le taux de participation massique de la structure…… page227

Tableau VII-7: Estimation de la période fondamentale de la structure suivant X-X……page232

Tableau VII-8: Estimation de la période fondamentale de la structure suivant Y-Y……page232

Tableau VII-9: Vérification de l'effort tranchant sismique à la base suivant X-X……page235

Tableau VII-10: Vérification de l'effort tranchant sismique à la base suivant Y-Y……page235

Tableau VII-11: Vérification des déplacements inter-étages suivant X-X……page237

Tableau VII-12: Vérification des déplacements inter-étages suivant Y-Y……page238

Tableau VII-13: Vérification de l'effet P-Δ suivant X-X……page239

Tableau VII-14: Vérification de l'effet P-Δ suivant Y-Y……..page240

Chapitre VIII : Étude des éléments porteurs

Les poutres :

Tableau VIII-1-1: Armatures longitudinales minimales et maximales des poutres……..page248

Les poteaux :

Tableau VIII-2-1: Armatures longitudinales minimales et maximales des poteaux……..page282

Tableau VIII-2-2: Délimitation de la zone nodale pour les poteaux…….page283

Tableau VIII-2-3: Coefficient correcteur de la rupture par effort tranchant (ρ_a)……..page285

Tableau VIII-2-4: Détermination des armatures longitudinales pour les poteaux…….page291

Tableau VIII-2-5: L'espacement maximale des armatures transversales pour les poteaux dans la zone courante……page292

Tableau VIII-2-6: Détermination des armatures transversales pour les poteaux en zone nodale…. ……page293

Tableau VIII-2-7: Détermination des armatures transversales pour les poteaux en zone courante…. …..page293

Tableau VIII-2-8: Vérification de la section minimale des armatures longitudinales des poteaux selon [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]…….page294

Tableau VIII-2-9: Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton…….page295

Tableau VIII-2-10: Vérification du diamètre minimale des armatures longitudinales……page296

Tableau VIII-2-11: Vérification de l'espacement des armatures longitudinales……page296

Tableau VIII-2-12: Ancrage des barres pour les poteaux……page297

Tableau VIII-2-13: La longueur de recouvrement pour les poteaux……..page297

Tableau VIII-2-14: Détermination du moment résistant pour les poteaux……page299

Tableau VIII-2-15: Détermination du moment résistant pour les poutres……page299

Tableau VIII-2-16: Vérification des moments résistants des poteaux en zone nodales selon (RPA99/Version2003)……page300

Tableau VIII-2-16 ' : Vérification des moments résistants des poteaux (ET6 à ET9) en zone nodales selon (RPA99/Version2003).....page300

Tableau VIII-2-17: Vérification de la section minimale des armatures transversales selon (RPA99/Version2003) dans la zone nodale.....page301

Tableau VIII-2-18: Vérification de la section minimale des armatures transversales selon (RPA99/Version2003) dans la zone courante.....page302

Tableau VIII-2-19: Vérification de diamètre des armatures transversales.....page302

Tableau VIII-2-20: Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier.....page305

Tableau VIII-2-21: Récapitulatif du ferraillage des poteaux.....page306

Les voiles pleins **:**

Tableau VIII-3-1: Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (VL1 & VT1) page317

Tableau VIII-3-2: Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (VL2 & VT2) page318

Tableau VIII-3-3: Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (VL3 & VT3) page319

Tableau VIII-3-4: Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (VL4 & VT4) page320

Tableau VIII-3-5: Vérification de la section minimale des armatures verticales selon (RPA99/Version2003).....page321

Tableau VIII-3-6: Vérification de la section minimale des armatures horizontales selon (RPA99/Version2003).....page322

Tableau VIII-3-7: Vérification des contraintes limites du cisaillement dans le béton.....page323

Tableau VIII-3-8: Vérification de la contrainte limite du béton à la compression.....page325

Tableau VIII-3-9: Récapitulatif des armatures verticales des voiles.....page326

Tableau VIII-3-10: Récapitulatif des armatures horizontales des voiles.....page327

LISTE DES FIGURES

Chapitre II : Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Figure II-1: Détermination du dosage du béton……page13

Figure II-2: Diagramme contrainte - déformation du béton (ELU)……page16

Figure II-3: Diagramme contrainte - déformation du béton (ELS)……page18

Figure II-4: Diagramme contrainte - déformation de l'acier (ELU)……page22

Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

Figure III-1: Coupe verticale d'une dalle en corps creux……page28

Figure III-2: Dimensionnement de l'acrotère……page35

Figure III-3: Coupe verticale du plancher en corps creux de la terrasse inaccessible……page36

Figure III-4: Coupe verticale du plancher en corps creux des étages courants……page37

Figure III-5: Coupe verticale du plancher en dalle pleine……page37

Fig -7-7: Coupe de voile en élévation [RPA99/Version2003]……page40

Fig -7-8: Coupe de voile en plan [RPA99/Version2003]……page41

Figure III-6: Aire du plancher revenant à la plus grande trame……page47

Chapitre IV : Calcul des planchers

Figure IV-1: Ferraillage de la dalle de compression avec un Treillis soudé 20x20cm^2……page53

Figure IV-2: Schéma statique de la poutrelle……page53

Figure IV-3: Dimensionnement de la section en Té……page55

Figure IV-4: Schéma statique de la poutrelle à l'ELU……page59

Figure IV-5: Diagramme des moments à L'ELU……page61

Figure IV-6: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU……page63

Figure IV-7: Dimensions de la section en Té.....page63

Figure IV-8: Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.....page70

Figure IV-9: Diagramme des moments à L'ELS.....page71

Figure IV-10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....page73

Chapitre V : Calcul des éléments non porteurs

Les escaliers :

Figure V-1-1: Schéma statique de la 1ère Volée.....page80

Figure V-1-2: Schéma statique de la 2ème Volée.....page80

Figure V-1-3: Schéma statique de la 1ère Volée à l'ELU.....page81

Figure V-1-4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....page85

Figure V-1-5: Schéma statique de la 1ère Volée à l'ELS.....page93

Figure V-1-6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....page96

Figure V-1-7: Schéma statique de la 2ème Volée à l'ELU.....page103

Figure V-1-7: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....page106

Figure V-1-8: Schéma statique de la 2ème Volée à l'ELS.....page114

Figure V-1-9: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....page117

La poutre palière :

Figure V-2-1: Schéma statique des poutres palières.....page124

Figure V-2-1: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....page126

Figure V-2-2: Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.....page134

Balcon :

Figure V-3-1: Coupe verticale d'un balcon.....page141

Figure V-3-2: Schéma statique du balcon.....page141

L'acrotère :

Figure V-4-1: Schéma statique de l'acrotère.....page151

Figure V-4-2: Diagrammes des efforts internes (M ; N et T) à l'ELU.....page153

Figure V-4-3: Diagrammes des efforts internes (M ; N et T) à l'ELS.....page159

Salle machine :

Figure V-5-1: Caractéristiques géométriques de la dalle salle machine.....page162

Chapitre VI : Étude dynamique et étude sismique

Le contreventement :

Figure VI-1-1: Oscillations asynchrones (différentielles en plan et en élévation).....page181

L'étude dynamique :

Figure VI-2-1: Modélisation des poids de la structure.....page187

L'étude sismique :

Figure VI-4-1: Concept des spectres de réponse.....page208

Chapitre VII : Vérification des exigences du RPA 99 V2003

Figure VII-1: 1^{èr} mode (T = 0,634691 s ; translation Y-Y).....page228

Figure VII-2: 2ème mode (T = 0,625551 s ; translation X-X).....page228

Figure VII-3: 3ème mode (T = 0,447326 s ; rotation autour de Z).....page229

Figure VII-4: Diagramme de l'effort tranchant sismique et du moment sismique à la base suivant (X-X).....page234

Figure VII-5: Diagramme de l'effort tranchant sismique et du moment sismique à la base suivant (Y-Y).....page235

Figure VII-6: Vue de la structure en 3d.....page242

Figure VII-7: Vue de la structure en 3d.....page243

Chapitre VIII : Étude des éléments porteurs

Les poutres :

Figure VIII-1-1: Vue en plan des poutres principales et secondaires.....page246

Figure 7-5: Détail d'un cours d'armature transversales en zone nodale.....page247

Figure 7-2: Délimitation de la zone nodale des poutres.....page248

Les poteaux :

Figure VIII-2-1: Sollicitations sur les poteaux.....page280

Figure VIII-2-2: Vue en élévation des poteaux.....page281

Figure 7-2: [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003].....page282

Figure 7-6: Les moments dans la zone nodale poutre – poteau.....page298

Les voiles pleins :

Figure VIII-3-1: Les sollicitations sur les voiles.....page307

Figure 7-13: [L'article 7.7.4.1 du RPA99/Version2003].....page309

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Radier nervuré :

Figure IX-1: Radier nervuré.....page330

Figure IX-2: Le débordement « D » du radier nervuré.....page334

Figure IX-3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.....page336

Les nervures :

Figure IX-4: La modélisation du radier sur SAFE.....page357

Figure IX-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....page359

Figure IX-6: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....page361

Figure IX-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS page372

Figure IX-8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....page374

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I-1) Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, sa zone d'implantation, ses caractéristiques géométriques ainsi que ses différents éléments constitutifs.

I-2) Présenter l'ouvrage :

I-2-1) Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment de 10 niveaux (R+9) en béton armé à usage d'habitation, qui sera implanté à Boudouaou wilaya de BOUMERDES.

Ce bâtiment comporte :

→ Une terrasse inaccessible.
→ 9 étages à usage d'habitation (avec 4 logements par niveau du type F3 et F4).
→ Un RDC à usage d'habitation.
→ 1 cage d'escalier.
→ 1 cage d'ascenseur.

I-2-2) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre structure a les dimensions suivantes :

a) -Dimensions en élévation :

- Hauteur de l'acrotère : H_{acr} = 0,60 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : $H_{t\ (sans\ acrotère)}$ = 30,6 m **(parraport au niveau 0.00)**
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : $H_{t\ (avec\ acrotère)}$ = 31,2 m **(parraport au niveau 0.00)**
- Hauteur de l'étage courant : $H_{étage\ courant}$ = 3,06 m
- Hauteur de RDC : H_{RDC} = 3,06 m

b) -Dimensions en plan :

Étage courant :
- Longueur totale : L = 29,20 m
- Largeur totale : l = 29,20 m

RDC :
- Longueur totale : L = 29,20 m
- Largeur totale : l = 29,20 m

I-3) Les données géotechniques :

D'après le rapport du sol :

⇨ La contrainte admissible du sol est : σ_{sol} **= 1,8 bar**.

⇨ Le poids volumique humide du sol est : γ_h **= 2t /m^3**.

⇨ Un ancrage à partir de **0,9 m** de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel.

⇨ La classification du site est : **Site Meuble S3**.

I-4) Classifier l'ouvrage, ainsi que les données géotechniques du site :

D'après le **RPA99 / version 2003** :

✓ La zone sismique :

Notre bâtiment sera implanté à Boudouaou, commune de la wilaya de BOUMERDES.

Selon **L'ANNEXE 1 [RPA99 / version 2003],** la commune de Boudouaou est classée dans la (zone **III**) qui est une zone de sismicité élevée **[L'article 3.1** du **RPA99 / version 2003]**.

✓ La classification du site :

Selon le rapport du sol, le site est classé comme site meuble (**S3**).

✓ L'importance de l'ouvrage :

Selon **[L'article 3.2 du RPA99 / version 2003]** : notre ouvrage est classé comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**).

I-5) Ossature et système constructif adopté :

La structure est composée des éléments ci-après :

a)- L'ossature :

Ce sont des éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité. La partie située au-dessus du sol est la superstructure, la partie entrée dans le sol est l'infrastructure.

D'après **[L'article 3.4.A.1.b** du **RPA99 / version 2003]** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter une ossature constituée uniquement de portiques en (zone III) si la hauteur totale du bâtiment dépasse 8.00 m ou 2 niveaux, donc notre ossature doit contenir des voiles pour la reprise des forces horizontales qui sollicitent le bâtiment.

D'où :

Notre bâtiment sera constitué de ˝ portiques ˝ et de ˝ voiles ˝en béton armé.

1. Les portiques : (transversaux et longitudinaux)

Éléments en béton armé, constitués de barres (poteaux + poutres) reliées par des nœuds rigides.

Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.

2. Les voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends disposés dans les deux directions (longitudinale et transversale) qui assurent essentiellement la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent,…etc.), en plus des charges verticales.

Pour notre ouvrage, il existe deux types de voiles :

→ **Voiles de contreventement :**

Destinés à reprendre essentiellement les efforts horizontaux dûs à l'action du séisme, et une partie des efforts verticaux.

→ **Voiles périphériques :**

Destinés à reprendre en plus des efforts du séisme les efforts de poussées et de butées des terres.

b) -Les planchers :

Les planchers sont généralement des aires planes, servent à séparer entre deux niveaux successifs d'une construction, assurant deux fonctions principales :

⇨ **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal (diaphragmes horizontaux rigides) supportent leurs poids propres et les charges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

⇨ **Fonction d'isolation :**

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

→ Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

1. Les planchers en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé (par treillis soudé) reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation (pas de coffrage).
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

Tous les planchers de notre structure seront réalisés en corps creux, à l'exception de quelques parties du plancher qui sont prévues en dalles pleines.

→ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, ainsi qu'une couche de liège assurant l'isolation thermique.

2. Les planchers en dalle pleine :

Sont des planchers en béton armé à âme pleine coulées sur place. Ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.
Dans notre cas, les dalles pleines sont prévues pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et les balcons.

c) -Les escaliers :

Les escaliers sont les communes dans l'habitat collectif, permettant de passer d'un niveau à un autre.

→ Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute sa hauteur du RDC au neuf ^{ème} étage.

En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur tel que le notre. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de secoure en cas d'urgences.

Il existe plusieurs types d'escaliers en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc.

→ Notre escalier est de type droit, constitué de deux volées adjacentes avec un palier de repos intermédiaire réalisées en dalle pleine en béton armé coulé sur place.

d) -La cage d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de notre bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

→ Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui sera réalisée en béton armé coulé sur place, et sa dalle (dalle salle machine) sera en dalle pleine en béton armé.

e) -Les balcons :

Sont des plates formes en saillie sur une façade d'une structure, entourées d'une balustrade ou d'un garde corps.

→ Dans notre bâtiment, on a des balcons qui seront réalisés en dalle pleine dont la forme est rectangulaire, trapézoïdale.

f) -Les loggias :

→ Dans notre bâtiment, on a des loggias qui seront réalisés en dalle pleine.

g) -Les séshoirs :

→ Dans notre bâtiment, on a des séchoirs qui seront réalisés en dalle pleine.

h) -La terrasse :

→ Dans notre bâtiment, il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible.

i) -L'acrotère :

L'acrotère est un complémentaire sur le plancher terrasse assurant l'étanchéité contre le ruissellement des eaux pluviales sur les façades, et à protéger les personnes contre la chute.

→ Au niveau de la terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère qui sera réalisé en béton armé, de 60 cm d'hauteur.

j) -Les fondations :

Les fondations assurent la transmission de toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage vers le sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations constituent donc une partie importante de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation résulte la bonne tenu de l'ensemble.

Le choix du type de fondation dépend de deux paramètres principaux :

- La nature et la résistance (la contrainte admissible) du sol d'implantation.
- L'importance de l'ouvrage.

k) -La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition des matériaux élémentaires (briques, pierres, moellons, etc.) assemblés et unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.), le plus souvent dans le but de construire un mur.

Le cloisonnement de notre bâtiment se fait en briques creuses (de 10 cm d'épaisseur à 8 trous) liées les unes aux autres par des joins de mortier.

→ Dans notre structure, on distingue deux types de murs :

✸ **Les murs extérieurs :**

Seront réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm) d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm.

Ils ont pour but l'isolation thermique, et essentiellement une isolation acoustique en particulier entre logements, ainsi qu'une protection contre l'incendie (coupe feu).

✸ **Les murs intérieurs :**

Seront réalisés en simples parois en briques creuses de 10cm d'épaisseur, ayant pour but de séparer les espaces ainsi que l'isolation acoustique.

I) -Les revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- **Revêtements horizontaux :**

- Carrelage scellé (e = 2 cm) pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds (e = 2 cm), à l'exception pour les salles d'eau et la cuisine.

- **Revêtements verticaux :**

- Mortier de ciment (e = 2 cm) pour crépissages des façades extérieurs.
- Enduit de plâtre (e = 2 cm) pour les murs intérieurs (à l'exception pour les salles d'eau et la cuisine).
- Mortier de ciment (e = 2 cm) pour les salles d'eau et la cuisine.
- Céramique pour les salles d'eau et la cuisine.

⇨ Le système de coffrage :

Un coffrage est constitué par la juxtaposition de panneaux ou d'éléments (en bois ou en acier), pour maintenir et contenir le béton frais tout au long de sa prise jusqu'à son durcissement, et lui conférer la forme souhaité.

Il a pour utilité de faciliter la réalisation d'ouvrages en béton, afin d'obtenir une surface lisse, régulière, solide et propre.

→ Notre bâtiment sera réalisé par deux types de coffrages :

▷ Coffrage métalique :

Afin de limiter le temps d'exécution des travaux, les voiles de notre bâtiment seront réalisés à l'aide d'un coffrage métallique.

Ce type de coffrage présente plusieurs autres avantages qui sont :

- Réduction des opérations manuelles.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Rentabilité du chantier.

▷ **Coffrage en bois :**

En revanche, les portiques et les planchers de notre bâtiment seront réalisés à l'aide d'un coffrage en bois.

→ Avant le coulage du béton, les coffrages doivent être :

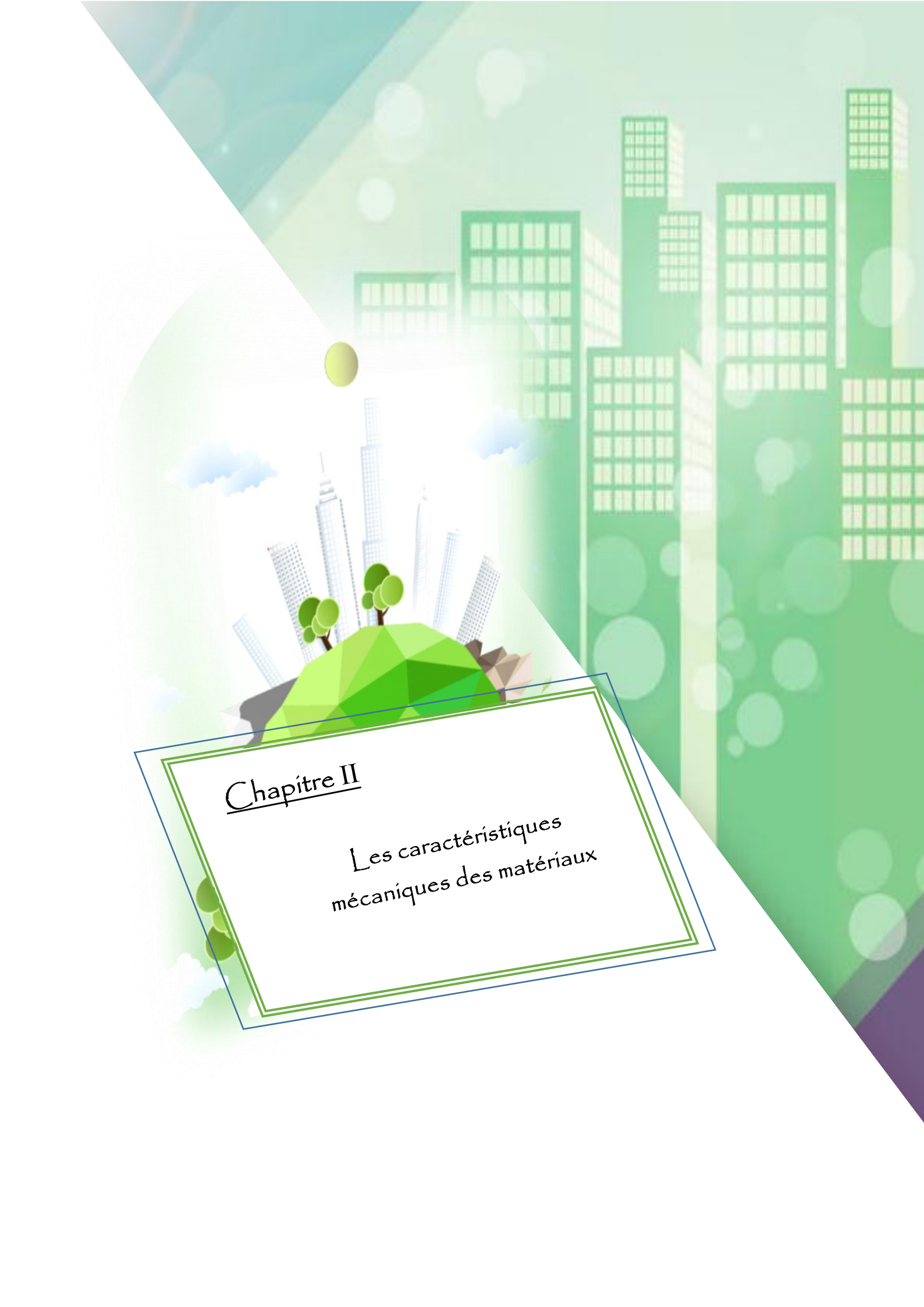
➥ Suffisamment rigides et stables pour supporter la poussée du béton frais, et assurer le maintien du béton jusqu'a son durcissement.

➥ Indéformables sous l'effet de la poussée du béton et lors de sa vibration, ce critère est directement lié au respect des tolérances dimensionnelles de l'ouvrage.

➥ Étanches en particulier en pied de banches et aux joints, car l'absence d'étanchéité a pour effet de laisser passer l'eau ou la laitance du béton, ce qui affecte la nature et les propriétés du béton, et même des défauts d'aspect sur le parement.

➥ Bien contrôlés, qu'ils soient droits (horizontal et vertical).

➥ '' Décoffrable '' pour ne pas endommager le béton lors du décoffrage.



Chapitre II

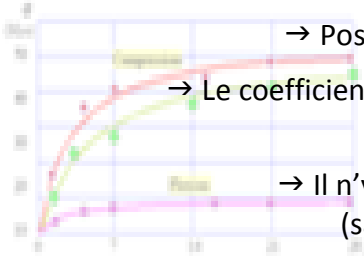
Les caractéristiques mécaniques des matériaux

II-1) Introduction :

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise de calcul du béton armé.

En outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures, phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc.), et afin de mieux comprendre ces phénomènes physiques, il est nécessaire de comprendre le comportement des matériaux (béton-acier).

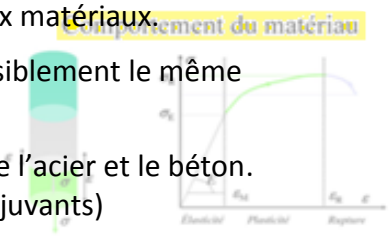
On peut définir le béton armé comme l'association de deux matériaux : béton et acier, cette association est efficace car :



→ Possibilité d'adhérence entre les deux matériaux.

→ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux.

→ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton. (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants)



Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais une très faible résistance à la traction et en cisaillement (de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression).

De plus, le béton a un comportement fragile. En effet, selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le matériau béton se dégrade de manière complexe faisant intervenir un ou plusieurs mécanismes élémentaires : plasticité, glissement, frottement, fissuration…

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression de l'ordre de 500 MPa, 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.

En conséquence, deux matériaux parfaitement complémentaires du point de vue comportement physique et mécanique.

Donc :

L'objectif de ce chapitre, est de déterminer les principales caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les limites adopter pour conduire les calculs réglementaires.

II-2) Principes des justifications de calcul :

D'après **[L'article A.1.2** du **CBA 93]** :

→ Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites.

Donc :

Le béton et l'acier utilisé dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règlements à savoir : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA 93**), le règlement béton armé aux états limites (**BAEL91**) qui sont basés sur la théorie des états limites ainsi que le règlement parasismique Algérien (**RPA99/Version2003**).

Définition :

Un état limite est un état particulier pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite.
Au-delà d'un état limite, la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors-service, c'est-à-dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

D'après le (**CBA 93**) et le (**BAEL91**), on distingue deux types d'états limites :

L'état limite ultime : (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure (ou d'un de ses éléments), son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.
Il correspond à la limite :
- D'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance de l'un des matériaux (non-rupture).
- De la stabilité de forme (non-flambement).

L'état limite de service : (ELS)

C'est un état qui constitue des limites pour lesquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité (bon comportement) pour une construction soient satisfaites, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il correspond à la limite :
- De compression excessive du béton, et de traction excessive des aciers (contraintes limites).
- De déformation excessive (pas de flèche excessive).
- D'ouverture excessive des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

II-3) Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

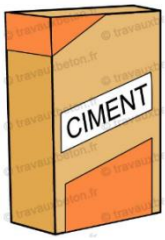
1) Le béton :

→ **Les matériaux composant le béton :**

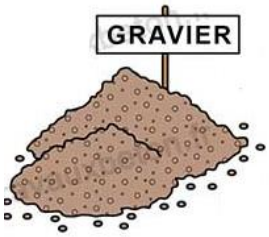
Le béton est un mélange complexe de :

✓ **Eau de gâchage**

✓ **Liant hydraulique (ciment)**



✓ **Granulats (sable, gravier)**



✓ **Adjuvants (éventuellement)**

dont les proportions sont bien définies pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

→ **Dosage du béton :**

Afin d'obtenir un béton dont (D = 25mm) et dans le but d'atteindre une résistance caractéristique f_{c28} = 25 Mpa, en supposant que son affaissement est de 10 cm ; plusieurs méthodes sont proposées parmi lesquelles la méthode pratique dite méthode **Dreux Gorisse** qui est simplifiée par une abaque **(Figure II.1)** qui nous permet de déterminer facilement les différentes dosages du béton.

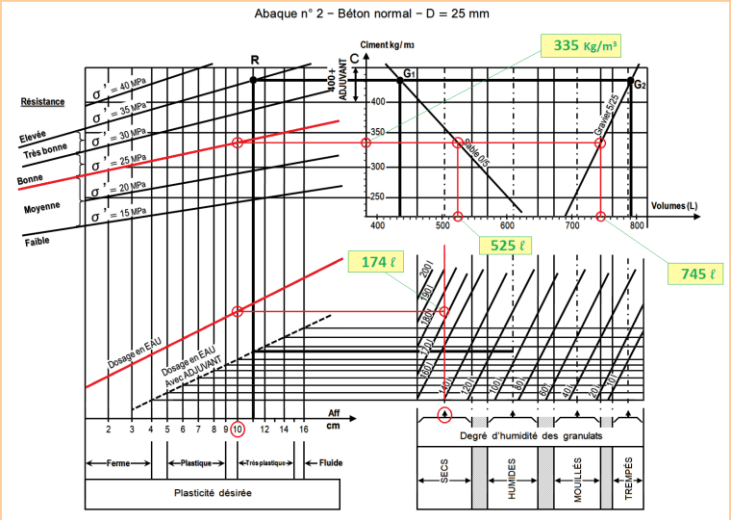


Figure II.1 : détermination du dosage du béton

À partir de l'abaque **(Figure II.1),** les dosages obtenus sont :

- ✓ Eau : ⟶ **174** l
- ✓ Ciment (CPJ325) : ⟶ **335** Kg/m^3
- ✓ Sable 0/5 : ⟶ **525** l
- ✓ Gravier 5/25 : ⟶ **745** l

II-3-1-1) Résistances mécaniques du béton :

➢ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28}. Elle est déterminée à base d'écrasement d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur (16 x 32) cm^2 par compression axiale après 28 jours de durcissement.

D'après **[L'article A.2.1.1.1** du **BAEL 91/revisé99]** :

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4{,}76+0{,}83j)} \times f_{c28} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1{,}40+0{,}95j)} \times f_{c28} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour un béton d'âge > 28 jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

D'après **[L'article A.2.1.1.3** du **BAEL 91/revisé99]** :
Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

→ Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.

→ On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

→ On peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la compression du béton.

→ Des résistances supérieures peuvent être atteinte moyennant une sélection rigoureuse des matériaux.

Pour l'étude de notre projet, on prend : f_{c28} **= 25 MPa**

➢ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible (de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression), et il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton.

D'après **[L'article A.2.1.1.3** du **BAEL 91/revisé99]** :
La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \longrightarrow \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0{,}275\, f_{cj}^{2/3} \longrightarrow \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

Mais pour l'étude : c'est à 28 jours c.à.d (j = 28 jours).

D'où :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} \longrightarrow \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0{,}275\, f_{c28}^{2/3} \longrightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :

À 28 jours, on a : $f_{c28} = 25$ MPa qui est $<$ 60MPa

D'où :

$$\left.\begin{array}{l} f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} \\ \quad = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 \end{array}\right\} \quad \boldsymbol{f_{t28} = 2{,}1 \text{ MPa}}$$

II-3-1-2) Contraintes limites du béton à la compression :

II-3-1-2-1) Contrainte limite ultime à la compression : (à l'ELU)

D'après **[L'article A.4.3.4.1** du **CBA 93]** :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire, suivant :

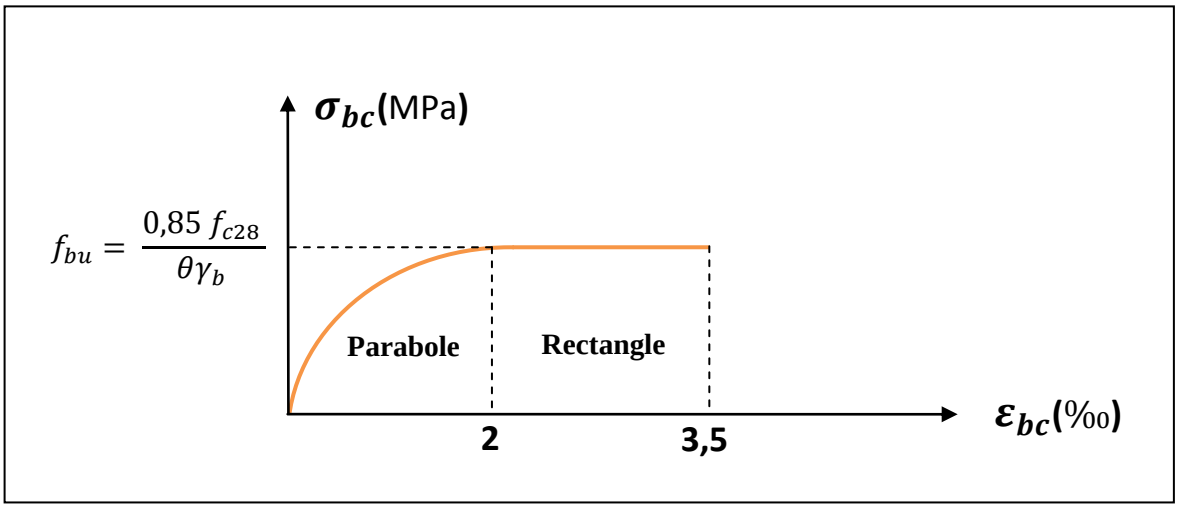


Figure II.2 : diagramme contrainte - déformation du béton (ELU)

Où :

- σ_{bc} : Contrainte du béton en compression en MPa.
- ε_{bc} : Raccourcissement du béton.

Ce diagramme est composé :

✓ D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à **2 ‰** (zone élastique).
✓ D'une partie rectangulaire où **2 ‰** $\leq \varepsilon_{bc} \leq$ **3,5‰** (zone plastique).

La contrainte limite du béton à la compression correspondant à l'état limite ultime s'écrit :

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

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b= 1,5..... Situation durable.

γ_b= 1,15..... Situation accidentelle.

▪ θ : Coefficient de sécurité dépendant de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions, tel que :

→ θ = 1.....t > 24 heures.

→ θ = 0,9.....1 heure ≤ t ≤ 24 heures.

→ θ = 0,85.....t ≤ 1 heure.

Dans notre cas :

θ = 1 ⟶ t > 24 heures

C.à.d
Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

On a alors :

• Pour : γ_b= 1,5 (situation durable) ⇒ f_{bu} **= 14,20 MPa**

• Pour : γ_b= 1,15 (situation accidentelle) ⇒ f_{bu} **= 18,48 MPa**

II-3-1-2-2) Contrainte limite de service à la compression : (à l'ELS)

D'après **[L'article A.4.5.2** du **CBA 93]** :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28}$$

La déformation dans le béton est considérée élastique et linéaire comme il est illustré dans le diagramme suivant :

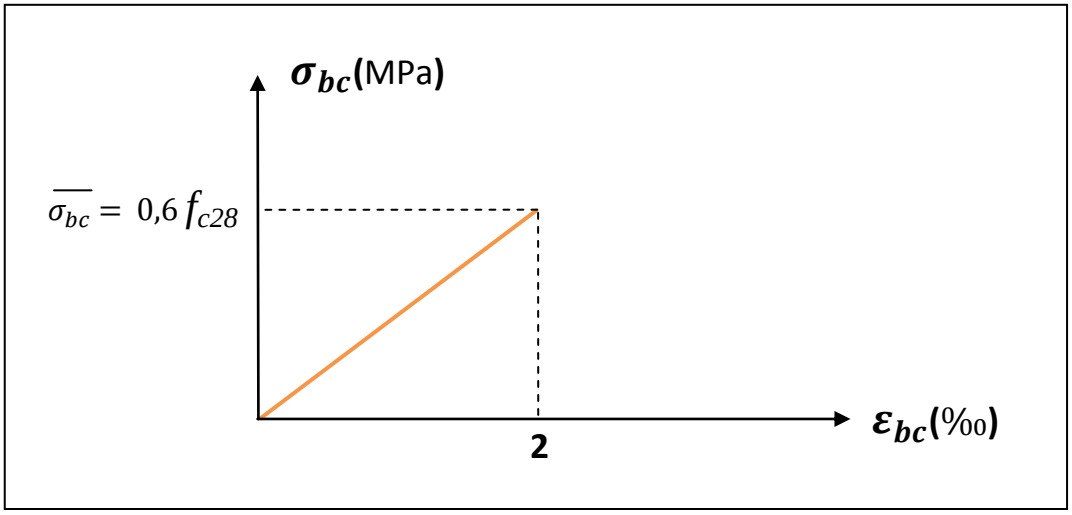


Figure II.3 : diagramme contrainte - déformation du béton (ELS)

Dans notre cas :

$$\left.\begin{array}{l}\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa}\end{array}\right\} \Longrightarrow \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

II-3-1-3) Contraintes limites du béton au cisaillement :

D'après **[L'article A.5.1.2.1** du **CBA 93]** :

La contrainte de cisaillement à l'ELU est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- V_u : effort tranchant dans la section étudiée ;
- b_0 : largeur de la section cisaillée ;
- d : hauteur utile (0,9h) ;

▪ h : hauteur totale de la section.

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) :

$$\overline{\tau} = \min\left[\frac{0{,}2.\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5MPa\right]$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau} = \min\left[\frac{0{,}15.\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right]$$

Dans notre cas :

$\overline{\tau}$ **= 3,33** ***MPa***.....fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}$ **= 2,5** ***MPa***.....fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

II-3-1-4) Module de déformation du béton:

II-3-4-1) Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de déformations donc deux sortes de module de déformation :

- ✓ Instantané.
- ✓ Différé.

II-3-1-4-1-1) Module de déformation longitudinale instantané du béton :

D'après **[L'article A.2.1.2.1** du **CBA 93]** :

Lorsque la contrainte normale appliquée est inférieure à 24 heures (de courte durée), le module de déformation longitudinale instantané E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}(MPa)$$

Dans notre cas :

f_{c28} = 25 MPa $\Longrightarrow$ **E_{i28} = 32164,200 MPa**

II-3-1-4-1-2) Module de déformation longitudinale différé du béton :

D'après **[L'article A.2.1.2.2** du **CBA 93]** :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte du **retrait** et du **fluage**, le module de déformation longitudinale différé E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = 37000\sqrt[3]{f_{cj}}(MPa)$$

Dans notre cas :

f_{c28} = 25 MPa $\Longrightarrow$ **E_{v28} = 10818,865 MPa**

II-3-1-4-2) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale noté G est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- E : Module d'élasticité (module de young).
- ν : Coefficient de poisson.

→ Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta d}{d}\right)}{\left(\frac{\Delta l}{l}\right)}$$

Avec :

- $\left(\frac{\Delta d}{d}\right)$: Déformation relative transversale.
- $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)$: Déformation relative longitudinale.

D'après **[L'article A.2.1.3** du **CBA 93]** :

Le coefficient de poisson ν sera prise égale à :

ν = 0,20 ⟶ Pour le calcul des déformations (ELS).

ν = 0 ⟶ Pour le calcul des sollicitations (ELU).

2) L'acier (armatures) :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faibles pourcentages. Il est caractérisé par une bonne résistance à la traction, au cisaillement, et à la torsion.

Les aciers utilisés en béton armé sont les hautes adhérences (HA) qui se distinguent par leur nuance.

→ Les types d'armatures à utiliser :

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité *fe* [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence **FeE400**	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé **TL520**	TS	520	550	8	1,3	1

Tableau II.1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

II-3-2-1) Module d'élasticité de l'acier :

II-3-2-1-1) Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

D'après **[L'article A.2.2.3** du **BAEL 91/revisé99]** :

Le module d'élasticité longitudinal des aciers E_S est égal à : $E_S = 200000(MPa)$

II-3-2-1-2) Coefficient de poisson de l'acier :

Le coefficient de poisson des aciers ν est pris égal à : $\nu = 0{,}3$

II-3-2-2) Contraintes limites de l'acier :

II-3-2-2-1) Contrainte limite ultime : (à l'ELU)

D'après **[L'article A.4.3.2** du **BAEL 91/revisé99]** :

Le diagramme de calcul « contraintes(σ_S) - déformation(ε_S) » à considérer dans l'état limite ultime est conventionnellement défini comme suit :

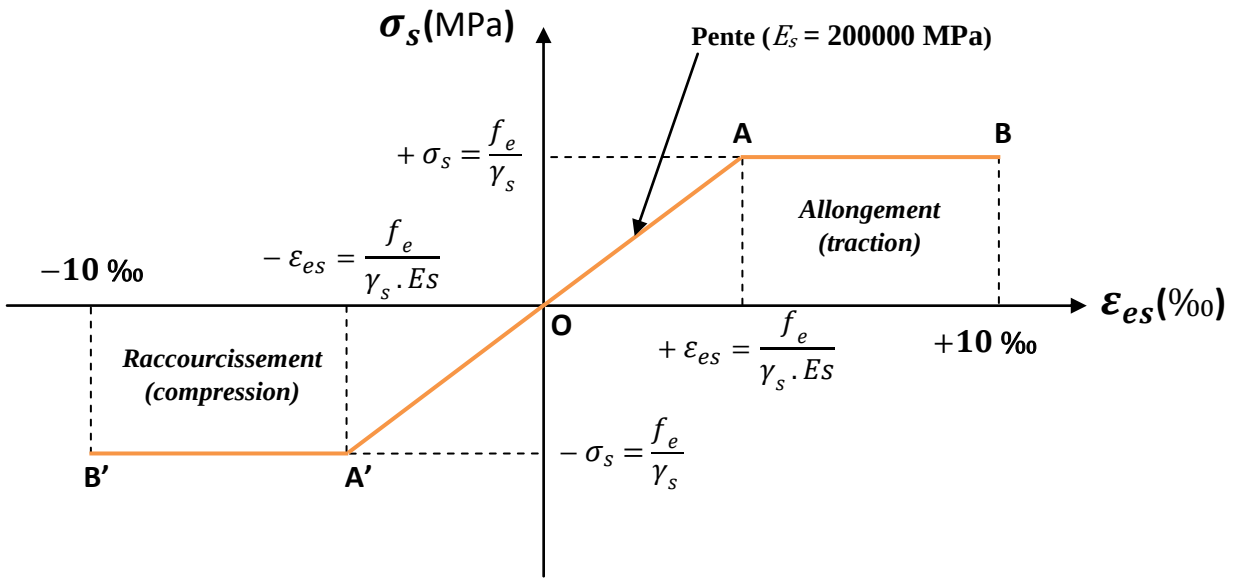


Figure II.4 : diagramme contrainte - déformation de l'acier (ELU)

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique par une affinité parallèle à la droite de Hooke, et de rapport : $^{1}/_{\gamma_s}$

Avec :

- ✓ **Droite OA :** zone élastique ;
- ✓ **Droite AB :** zone plastique ;

Le diagramme décrit par l'acier en compression est symétrique à celui de traction par rapport à l'origine **O**.

La contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- f_e : Contrainte limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_s = 1,15..... Situation durable.

γ_s = 1,00..... Situation accidentelle.

Les résultats de $\boldsymbol{\sigma_s}$ ultime des aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	γ_s = 1,15	γ_s = 1
f_e = 400 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_s = 400 MPa
f_e = 235 MPa	σ_s = 204 MPa	σ_s = 235 MPa
f_e = 520 MPa	σ_s = 452 MPa	σ_s = 520 MPa

Tableau II.2 : Contrainte limite ultime de l'acier (ELU)

II-3-2-2-2) Contrainte limite de service : (à l'ELS)

D'après **[L'article A.4.5.3 du CBA 93]** et **[L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99]** :

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

☑ **Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) : [A.4.5.3.2 du CBA 93] et [A.4.5,32 BAEL 90 mod 99]**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

→ Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.

→ Les parements susceptible d'être fissurés ne sont pas visible, or ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas aucune vérification à effectuer.

D'où : $\overline{\sigma_s} = f_e$

☑ **Fissuration préjudiciable : [A.4.5.3.3 du CBA 93] et [A.4.5,33 BAEL 90 mod 99]**

C'est le cas où les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, où peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Dans ce cas :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; \max\left(0{,}5\, f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right\} \text{ en (MPa)}$$

☑ **Fissuration très préjudiciable : [L'article A.4.5.34 du BAEL 90 mod 99]**

Cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

Dans ce cas :

$$\overline{\sigma_s} = 0{,}8 \times \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; \max\left(0{,}5\, f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right\} \text{ en (MPa)}$$

Avec :

- η : Coefficient de fissuration.

η = 1,3 ⟶ pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre $<$ 6mm.

η = 1,6 ⟶ pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre $>$ 6mm.

Donc :

Les résultats de $\overline{\sigma_s}$ de service des aciers sont illustrés dans le tableau suivant :

Etat de fissuration	f_e = 400 MPa	
	η = 1,3	η = 1,6
Fissuration peu préjudiciable	$\overline{\sigma_s}$ = 400 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 400 MPa
Fissuration préjudiciable	$\overline{\sigma_s}$ = 181 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 201 MPa
Fissuration très préjudiciable	$\overline{\sigma_s}$ = 144 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 161 MPa

Tableau II.3 : Contrainte limite de service de l'acier (ELS)

II-3-2-2-3) Protection des armatures :

D'après **[L'article A.6.3** du **CBA 93]** :

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs et afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage et on doit donc veiller à ce que l'enrobage **(C)** des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

➢ **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

➢ **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)

➢ **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II-4) Les hypothèses de calcul :

À l'ELU : [L'article A.4.4.3.2 du CBA 93]

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y'a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contraintes-déformations du béton est celui défini dans la **Figure (II.2)**.
- Le diagramme contraintes-déformations de l'acier est celui défini dans la **Figure (II.4)**.
- Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : (**A**, **B** ou **C**).

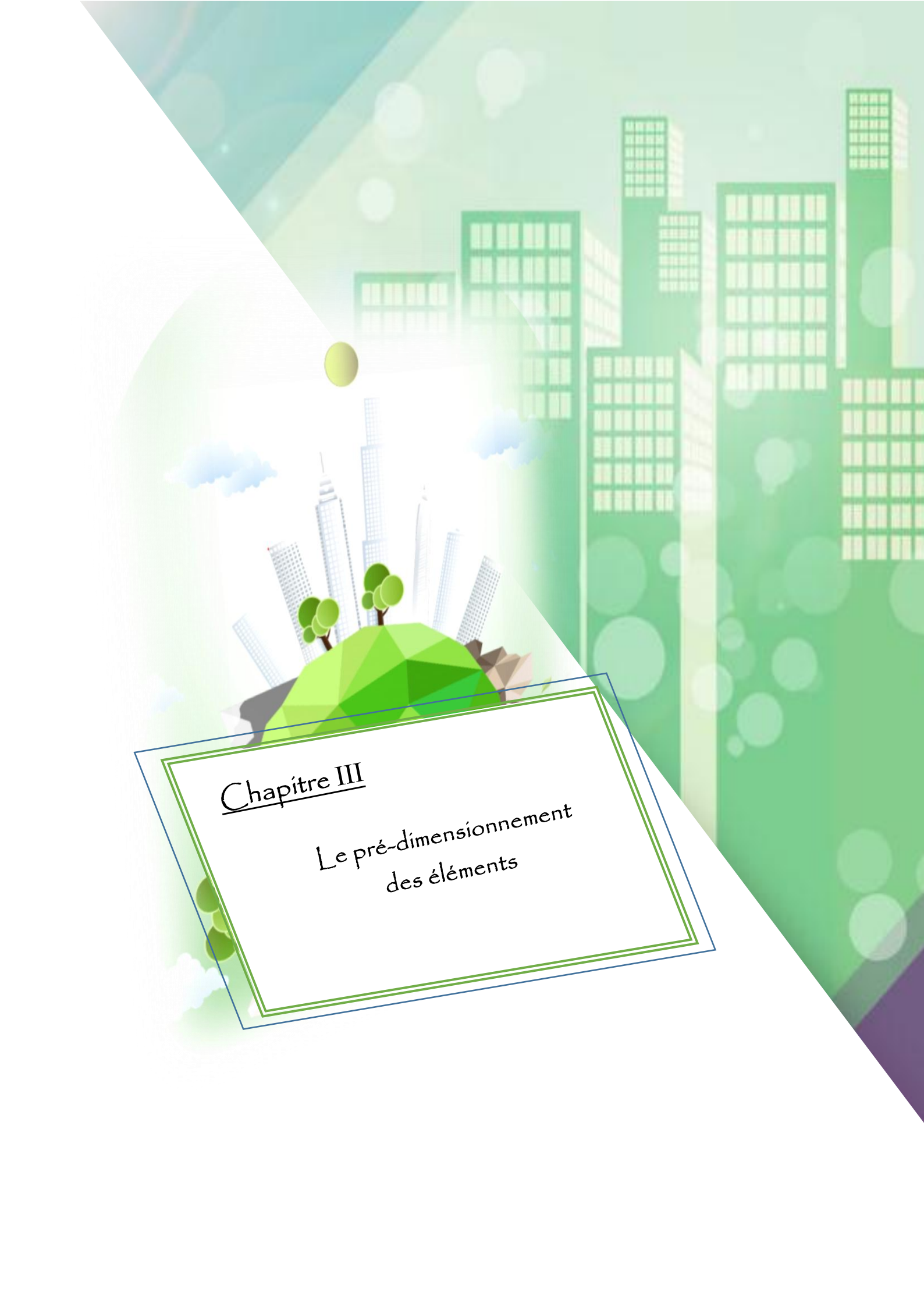
À l'ELS : [L'article A.4.5.1 du CBA 93]

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y'a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$).
- Par convention le rapport "n" du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton où le coefficient d'équivalence à pour valeur 15 ($E_s = 15E_b$; $n = 15$).
- Il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

II-5) Les caractéristiques adoptées :

Béton	Acier
▷ $\rho_{béton}$ = 25KN/m^3	▷ Des barres HA FeE400
▷ f_{c28} = 25 MPa	
▷ f_{bu} = 14,20 MPa (γ_b= 1,5)	▷ $E_S = 200000$ MPa
▷ f_{bu} = 18,48 MPa (γ_b= 1,15)	
▷ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa	▷ σ_S = 348 MPa (γ_s = 1,15)
▷ E_{i28} = 32164,200 MPa	
▷ E_{v28} = 10818,865 MPa	▷ σ_S = 400 MPa (γ_s = 1)
▷ ν = { 0 (à l'ELU) ; 0,2 (à l'ELS) }	▷ ν = 0,3

Tableau II.4 : Caractéristiques adopté pour les matériaux (béton et acier)



Chapitre III

Le pré-dimensionnement des éléments

III-1) Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer de point de vue l'ordre d'évaluation des charges et surcharges qui reviennent à chaque élément porteur de tous les niveaux, donc les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Il se fait selon les préconisations du **RPA99/Version2003**, **BAEL 91/revisé99** et **CBA 93** assurant les conditions de la flèche et de résistance.

La descente des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

III-2) Pré dimensionnement des planchers :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

III-2-1) Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression qui sera ferraillée par un treillis soudé.

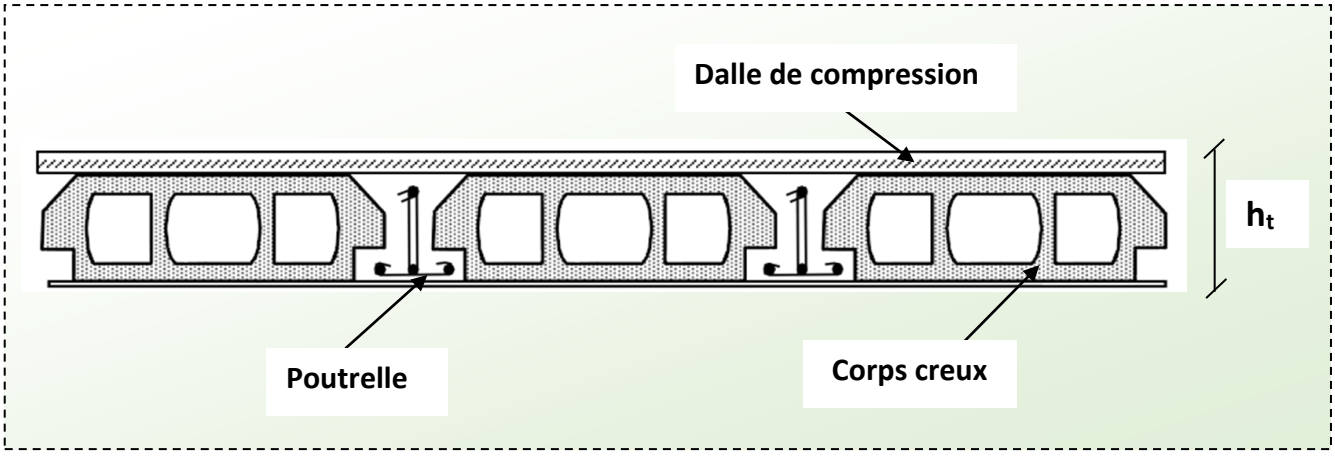


Figure III.1 : Coupe verticale d'une dalle en corps creux

D'après **[L'article B.6.8.4.2.4** du **CBA 93]** :

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{max} : la distance maximale entre axes dans le sens des poutrelles.
- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

On a : L_{max} = 450 cm.

d'où :

$h_t \geq \frac{450}{22,5}$ = 20 cm.

Conclusion :

Ainsi, on opte pour un plancher de hauteur h_t = 20 cm ; soit un plancher de (16+4)

Avec : ✓ Épaisseur du corps creux : h = 16 cm.

✓ Hauteur de la dalle de compression : h_0 = 4 cm.

III-2-2) Planchers en dalle pleine :

D'après **[L'article A.4.5.3.2.2** du **BAEL 91/revisé99]** :

Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus, des poutres et de certaines parties de bâtiments courants.

Selon l'expérience, on a :

→ **Résistance au feu :**

Selon le niveau de sécurité à l'incendie recherché, l'épaisseur de la dalle se bascule entre :

- e = **7 cm** pour une heure de coupe-feu.
- e = **11 cm** pour deux heures de coupe-feu.
- e = **17,5 cm** pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, donc :

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

→ **L'isolation acoustique :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse surfacique minimale exigée **350 Kg/m².**

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq \textbf{350 Kg/m}^2$$

Avec :

$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Donc l'épaisseur minimale de dalle :

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0{,}14 \text{ m}^2 = 14 \text{ cm}$$

D'où :

→ On va prendre une épaisseur de : e **= 20 cm**

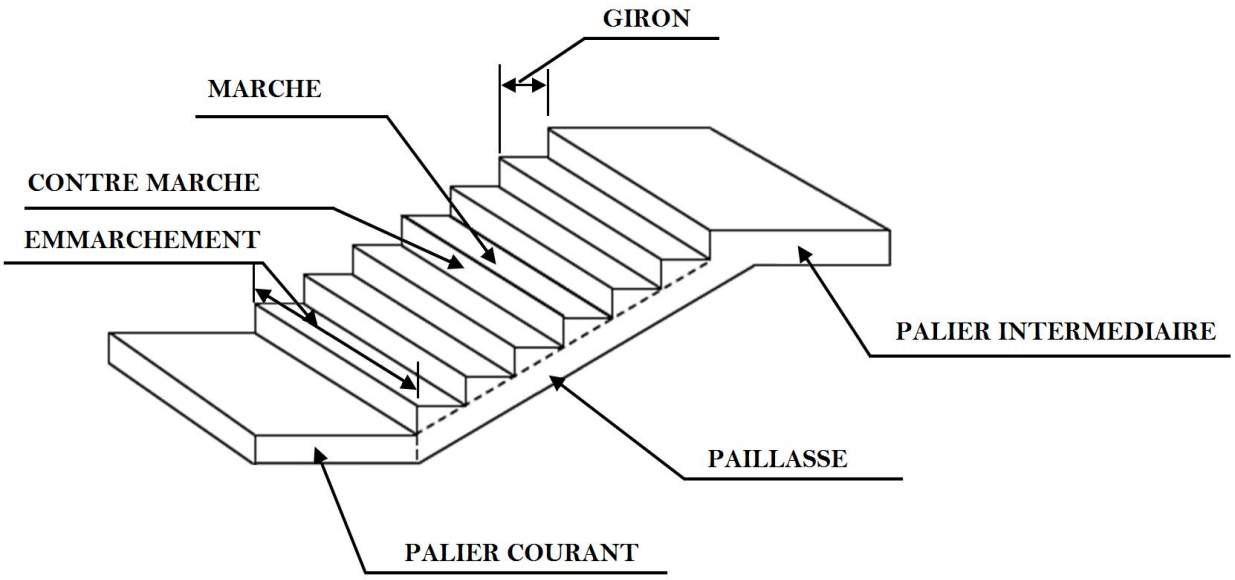
III-3) Pré dimensionnement des éléments non porteurs :

III-3-1) Les escaliers :

Définition :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contre marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils se composent d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Terminologie d'un escalier :



Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur " **h**" des contre marches qui se situe entre 14 et 18 cm.

- la largeur de la marche " **g** " qui se situe entre 25 et 32 cm.

On utilise la formule de BLONDEL qui correspond à la distance moyenne franchie lors d'un pas moyen :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

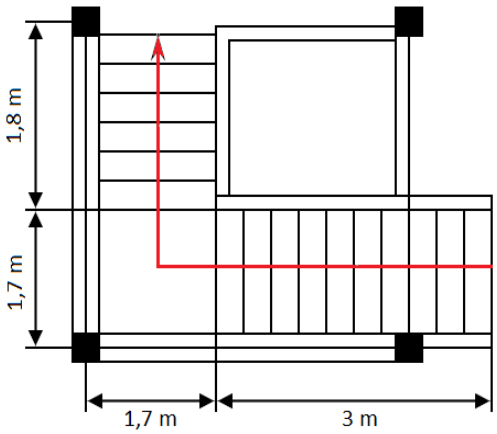
$$n = \frac{H}{h} \qquad \text{et} \qquad g = \frac{L_0}{(n-1)}$$

Où :

n : est le nombre de contre marche.
n – 1 : est le nombre de marche.
H : hauteur de la volée.
L_0 : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

→ Notre bâtiment comporte un escalier droit composé de deux volées avec un palier intermédiaire.

✸ **Volée (1) :**



Calcul du nombre de contre marche :

On a :

- H = 187 cm
- h = 17 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17}$$

→ **n = 11**

Calcul du nombre de marche :

→ **n – 1 = 10 marches**

Le giron :

$$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{300}{10}$$

→ **g = 30 cm**

Vérification de la relation de blondel :

59 ≤ g + 2h ≤ 66 cm

59 ≤ 30 + 2 x 17 ≤ 66 cm

59 ≤ 64 ≤ 66 cm ……est vérifiée

✸ Volée (2) :

Calcul du nombre de contre marches :

On a :

- H = 119 cm
- h = 17 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17}$$

→ **n = 7**

Calcul du nombre de marche :

→ **n – 1 = 6 marches**

Le giron :

$$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{180}{6}$$

→ **g = 30 cm**

Vérification de la relation de blondel :

59 ≤ g + 2h ≤ 66 cm

59 ≤ 30 + 2 x 17 ≤ 66 cm

59 ≤ 64 ≤ 66 cm ……est vérifiée

III-3-1-1) Pré dimensionnement des escaliers :

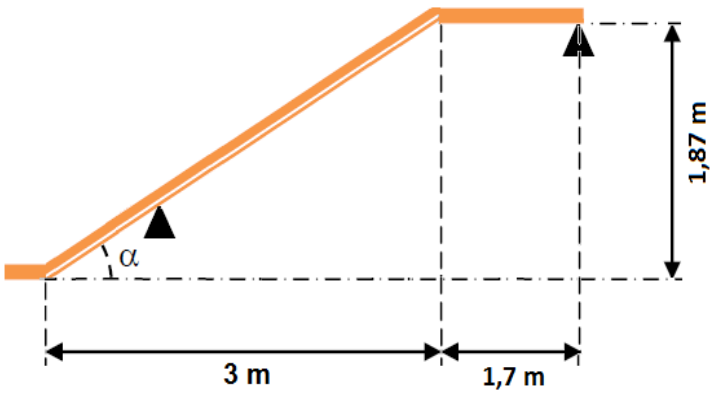
L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse.

➢ **Pour la Volée (1) :**



L = L_v + L_p

L_v : longueur de la volée.
L_p : longueur de palier intermédiaire.

tg α = H/ L_0 = 187/300 = 0,623 → **α = 31,93 °**

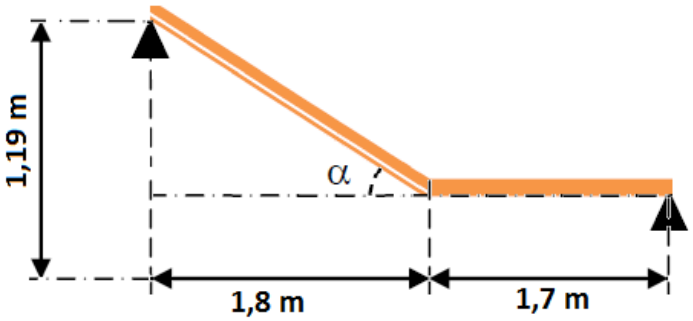
L_v = $\frac{L_0}{\cos \alpha}$ → **L_v = 353 cm**

Donc :
L = L_v + L_p = 353 + 170 → **L = 523 cm.**

D'où : $\frac{523}{30} \leq e \leq \frac{523}{20}$ ⟶ 17,43 cm ≤ **e** ≤ 26,15 cm

→ On adoptera une épaisseur : **e = 25 cm.**

➢ **Pour la Volée (2) :**



L = L_v + L_p

L_v : longueur de la volée.
L_p : longueur de palier intermédiaire.

tg α = H/ L_0 = 119/180 = 0,661 → **α = 33,46 °**

L_v = $\frac{L_0}{\cos \alpha}$ → **L_v = 215 cm**

Donc :
L = L_v + L_p = 215 + 170 → **L = 385 cm.**

D'où : $\frac{385}{30} \leq e \leq \frac{385}{20}$ ⟶ 12,83 cm ≤ **e** ≤ 19,25 cm

→ Afin d'avoir une section homogène, on prend une même épaisseur :

e = 25 cm.

III-3-2) Les balcons :

L'épaisseur de la dalle de balcon est estimée par :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : largeur de balcon

On a : L = 150 cm $\longrightarrow$ $e \geq \frac{150}{10} = 15$ cm

D'où :

→ On va prendre une épaisseur de : ***e* = 15 cm**

III-3-3) L'acrotère :

L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante :

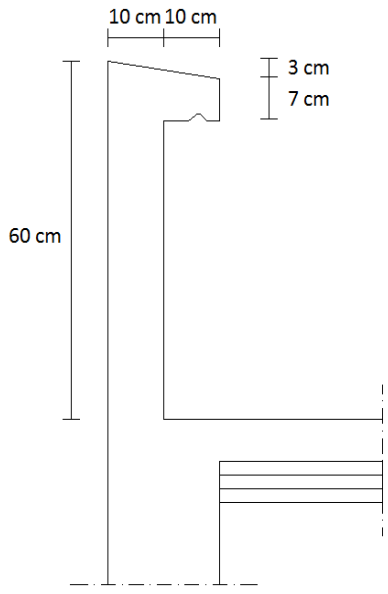


Figure III.2 : Dimensionnement de l'acrotère

III-4) Détermination des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convient à partir du document technique réglementaire **[DTR B.C.2.2]**.

Avec :
G : charges permanentes.
Q : charges d'exploitations.

III-4-1) Planchers en corps creux :

➢ Plancher terrasse inaccessible :

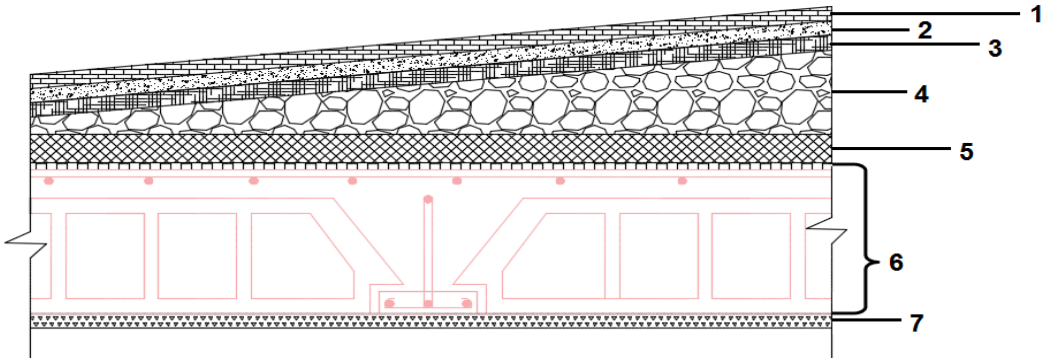


Figure III.3 : Coupe verticale du plancher en corps creux de la terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m³)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m²)
01	Gravillon de Protection	20	0,05	1,00
02	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
03	Béton en Forme de Pente (1%)	22	0,07	1,54
04	Isolation thermique en polystyrène	4	0,04	0,16
05	Par vapeur	-	0,01	0,01
06	Plancher en corps creux (16+4)	-	0,20	2,80
07	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Total charges permanentes		**G = 5,83 KN/m²**		
Total charges d'exploitation		**Q = 1 KN/m²**		

Tableau III.1 : Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible

➢ Plancher étages courants :

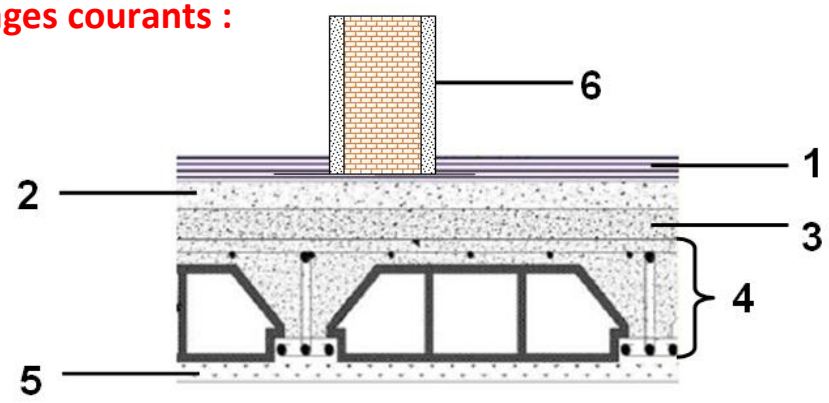


Figure III.4 : Coupe verticale du plancher en corps creux des étages courants

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m³)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m²)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Couche de sable	18	0,02	0,36
04	Plancher en corps creux (16+4)	-	0,20	2,80
05	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
06	Cloisons intérieurs	9	0,10	1
Total charges permanentes		G = 5,2 KN/m²		
Total charges d'exploitation		Q = 1,5 KN/m²		

Tableau III.2 : Charges et surcharges sur le plancher étage courant

III-4-2) Plancher en dalle pleine :

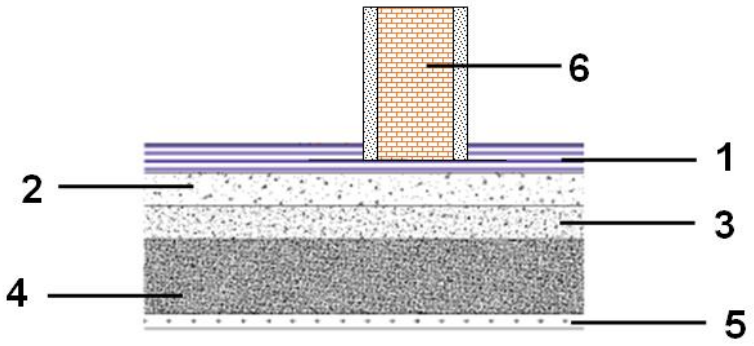


Figure III.5 : Coupe verticale des planchers en dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Lit de sable	18	0,03	0,54
04	Dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Enduit ciment	18	0,02	0,36
06	Cloisons intérieurs	9	0,10	1
Total charges permanentes		**G = 6,49 KN/m^2**		
Total charges d'exploitation		**Q = 1,5 KN/m^2**		

Tableau III.3 : Charges et surcharges des planchers en dalle pleine

III-4-3) Les escaliers :

➢ Évaluation du poids de la paillasse :

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Poids de marches (e = 0,17/2)	25	0,085	2,13
04	Paillasse	25	$\frac{0,25}{\cos 31,93°}$ = 0,294	7,35
05	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
06	Garde-corps	/	/	0,20
Total charges permanentes		**G = 10,88KN/m^2**		
Total charges d'exploitation		**Q = 2,5KN/m^2**		

Tableau III.4 : Charges permanentes et surcharges sur la paillasse

➢ **Evaluation du poids du palier :**

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Lit de sable	18	0,02	0,36
04	Palier	25	0,25	6,25
05	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Total charges permanentes		G = 7,81KN/m²		
Total charges d'exploitation		Q = 2,5KN/m²		

Tableau III.5 : Charges permanentes et surcharges sur le palier

III-4-4) Les balcons :

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Lit de sable	18	0,03	0,54
04	Dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Enduit ciment	18	0,02	0,36
Total charges permanentes		G = 5,49KN/m²		
Total charges d'exploitation		Q = 3,5KN/m²		

Tableau III.7 : Charges et surcharges des balcons

III-4-5) L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G_{ac} = \rho_{béton} \times S_{ac}$$

Où :

S_{ac} : la section droite de l'acrotère.

G_{ac} : la charge permanente de l'acrotère.

Donc :

S_{ac} = (0,5 x 0,1) + (0,2 x 0,07) + (0,03 x 0,2) /2 = 0,067 m^2.

G_{ac} = 0,067 x 25 = **1,675 KN/ml.**

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Surface (m^2)	Charges (KN/m)
01	Poids propre de l'acrotère	25	/	0,067	1,675
Total charges permanentes		**G = 1,675 KN/ml**			
Total charges d'exploitation		**Q = 1 KN/ml**			

Tableau III.6 : Charges et surcharges sur l'acrotère

III-5) Pré dimensionnement des éléments porteurs :

III-5-1) Les voiles :

D'après **[L'article 7.7.1** du **RPA99/Version2003]** :

➤ Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4a$$

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

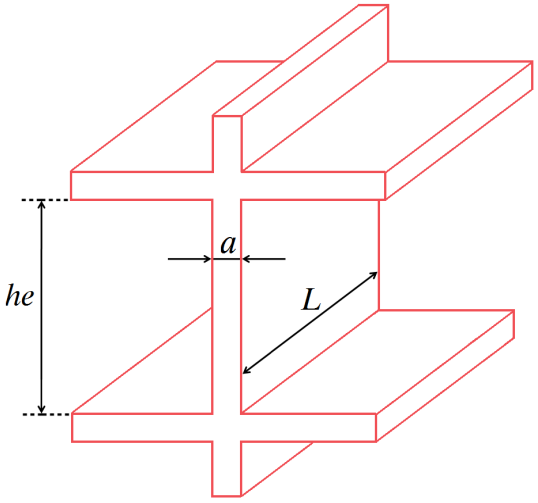


Fig.7.7 : Coupe de voile en élévation
[L'article 7.7.1 du **RPA99/Version2003]**

Avec :

- L : la longueur du voile.
- a : l'épaisseur du voile.

➤ L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " he " et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.8 **[L'article 7.7.1** du **RPA99/Version2003]** ci-dessous :

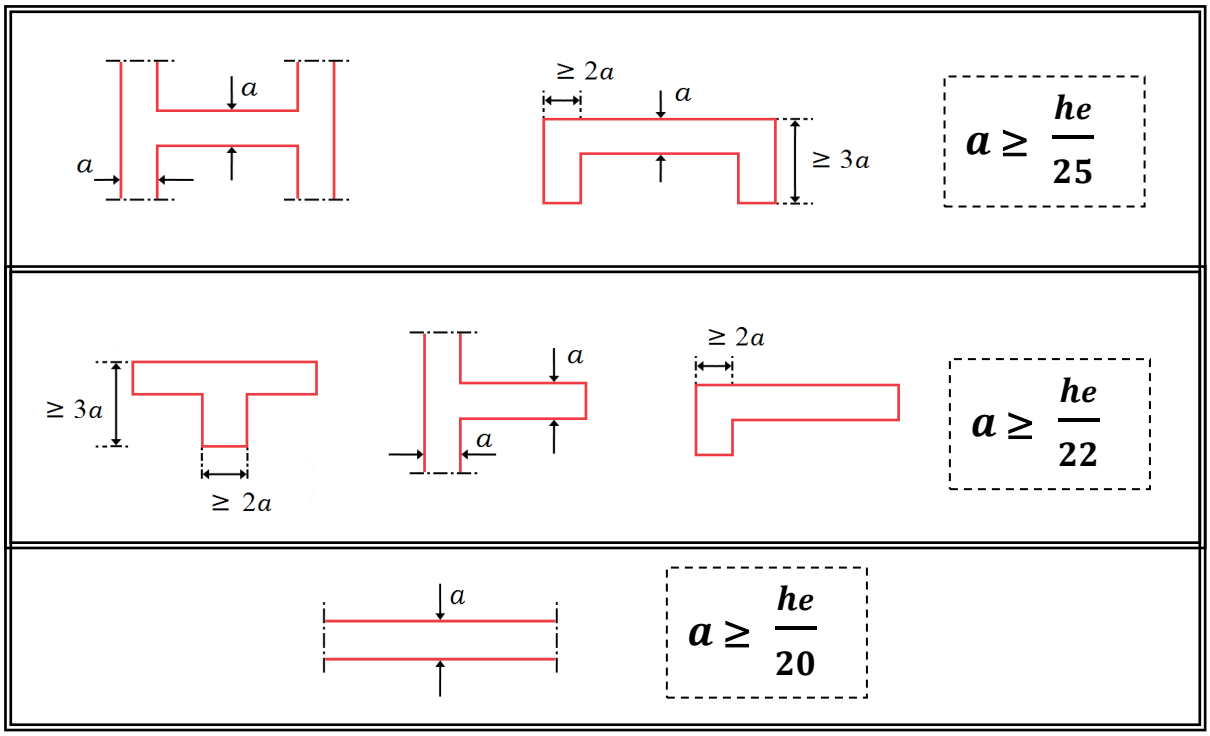


Fig.7.8 : Coupe de voile en plan [RPA99/Version2003]

D'où :

$he = h - e_p$

Avec :

e_p : hauteur de plancher

Dans notre cas :

h = 3,06 m

e_p = 20 cm

$he = h - e_p$

he = 306 – 20 = 286 cm

$\Longrightarrow$ **he = 286 cm**

→ L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{he}{20}$

D'où : $a \geq \frac{286}{20}$ = 14,3 cm

→ D'après **RPA99/Version2003 :** a_{min} = 15 cm

D'où :

→ On prend : e **= 20 cm**

III-5-2) Les Poutres :

Les poutres sont des éléments barres en béton armé coulées sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres sont définies en fonction de leurs portées " L ", leur dimensionnement se fait comme suit :

→ La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

→ La largeur : $0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

- h : hauteur totale de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L_{max} : longueur entre axes de la plus grande travée dans le sens considéré.

➤ Ces dimensions doivent tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique algérien :

D'après **[L'article 7.5.1** du **RPA99/Version2003]** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

III-5-2-1) Les poutres principales :

● La hauteur :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \longrightarrow 30 \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On adoptera : → **h = 40 cm.**

● La largeur :

$$0{,}4 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40 \longrightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On adoptera : → **b = 30 cm.**

Donc : (b x h) = (30 x 40) cm²

III-5-2-2) Les poutres secondaires :

● La hauteur :

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \longrightarrow 25{,}66 \leq h \leq 38{,}5 \text{ cm}$$

On adoptera : → **h = 35 cm.**

● La largeur :

$$0{,}4 \times 35 \leq b \leq 0{,}7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5 \text{ cm}$$

On adoptera : → **b = 25 cm.**

Donc : (b x h) = (25 x 35) cm²

→ Vérification des exigences RPA99/Version2003 :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions exigées par **[L'article 7.5.1** du **RPA99/Version2003]** :

	Conditions			
	$b \geq 20$ cm	$h \geq 30$ cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	Vérifications
Poutres principales	30	40	$\frac{h}{b} = 1{,}33$	Conditions Vérifiées
Poutres secondaires	25	35	$\frac{h}{b} = 1{,}4$	Conditions Vérifiées

Tableau III.8 : Vérification des poutres aux conditions exigées par RPA99/Version2003

D'où :

On adoptera les dimensions suivantes :

Poutres principales : (b x h) = (30 x 40) cm²

Poutres secondaires : (b x h) = (25 x 35) cm²

III-5-3) Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé qui ont pour but la transmission des forces vers les fondations, leurs forme est généralement carré, rectangulaire ou circulaire.

Dans ce chapitre, pour les poteaux pour l'instant on peut seulement proposer leurs sections c.à.d le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en supposant que seul le béton reprend l'effort normal " N_s " et en compression simple, et en tenant compte des exigences du (**RPA99/Version2003**).

D'où :

Le pré dimensionnement des poteaux sera donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}}$$ Avec : $N_s = G + Q$

Où :

- N_s : effort normal de compression repris par le poteau ;

- **G :** charge permanente ;
- **Q :** surcharge en tenant compte de la dégression des surcharges ;
- **S :** section transversale du poteau considéré.

➢ Ces dimensions doivent tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique algérien :

D'après **[L'article 7.4.1** du **RPA99/Version2003]** :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Min $(b_1,h_1) \geq 30$ cm ⟶ En zone III
- Min $(b_1,h_1) \geq h_e / 20$.
- $\frac{1}{4} \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Avec :

b_1 et h_1 : les dimensions de la section des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage ($h_e = 306 - 20 = 286$ cm)

Remarque :
L'effort normal " N_s " sera déterminé à partir de la descente de charge qui est en fonction des charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

D'où :

1 - Détermination du poids propre des éléments :

On a : $\rho_{béton} = 2500$ Kg/m^3 $= 25$ KN/m^3

1 -a) Les poutres :

➢ **Poutres principales :**

$$G_{PP} = \rho_{béton} \times V$$
$$= \rho_{béton} \times S \times L_{libre}$$

D'où : $G_{PP} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,2$

→ **$G_{PP} = 12,6$ KN.**

➢ **Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = \rho_{béton} \times V$$
$$= \rho_{béton} \times S \times L_{libre}$$

D'où : $G_{PS} = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 3,55$

→ **$G_{PS} = 7,77$ KN.**

D'où : $G_{tot} = G_{PP} + G_{PS} = 12,6 + 7,77$

→ **$G_{tot} = 20,37$ KN.**

1 -b) Les poteaux :

→ Pour nos calculs on prendra une section des poteaux égale (30 x 30 cm²) la section minimale préconisée par le [RPA 99 version 2003] en **zone III** **[article 7.4.1** du **RPA99/2003]**

$$G_{pot} = \rho_{béton} \times V$$
$$= \rho_{béton} \times S \times h_{libre}$$

Avec : $h_{libre} = h_{étage} - h_{PP}$

$h_{libre} = 306 - 40 = 266$ cm

D'où : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,66$

→ **$G_{pot} = 6$ KN.**

2 -c) Les planchers :

$$G_{opt\ (totale)} = S_{opt} \times G_{opt}$$

Pour déterminer S_{opt}, on va aussi proposer le poteau le plus sollicitée.

- Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau supposé le plus sollicité : S_{opt}

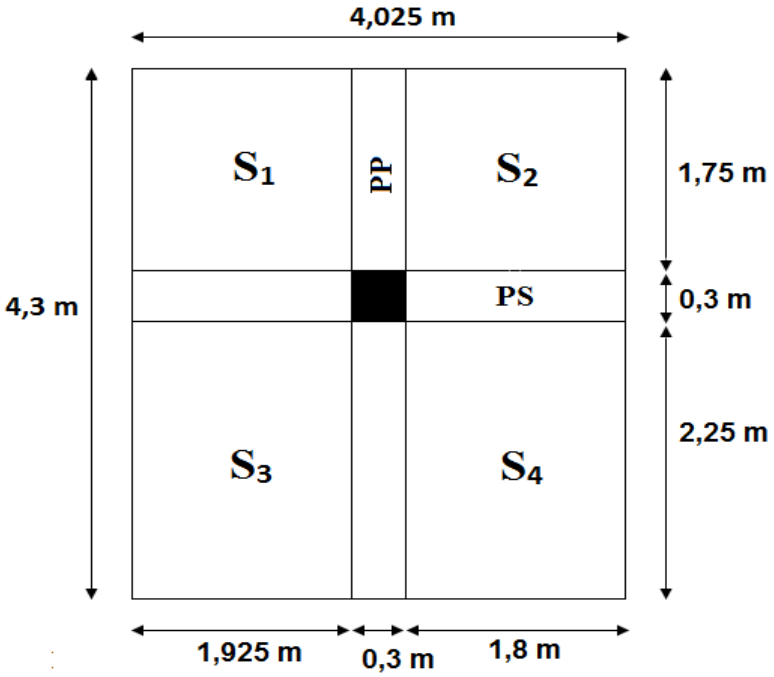


Figure III.6 : Aire du plancher revenant à la plus grande trame (Dimensions en m)

$S_1 = 1,925 \times 1,75 = 3,368\ m^2$

$S_2 = 1,8 \times 1,75 = 3,15\ m^2$

$S_3 = 1,925 \times 2,25 = 4,331\ m^2$

$S_4 = 1,8 \times 2,25 = 4,05\ m^2$

$$S_{opt} = S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\rightarrow S_{opt} = 14,9\ m^2$$

➢ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G_{opt\ (totale)} = S_{opt} \times G = 14,9 \times 5,83$

$$\rightarrow G_{opt\ (totale)} = 86,867\ KN.$$

➢ **Plancher étage courant :**

$G_{opt\ (totale)} = S_{opt} \times G = 14,9 \times 5,2$

→ **$G_{opt\ (totale)}$ = 77,48 KN.**

2 - Calcul des surcharges :

$$Q_{opt\ (totale)} = S_{opt} \times Q_{opt}$$

→ Plancher terrasse inaccessible :.....Q = 14,9 x 1 = **14,9 KN**.

→ Plancher étage courant :.....Q = 14,9 x 1,5 = **22,35 KN.**

→ Plancher RDC :.....Q = 14,9 x 1,5 = **22,35 KN.**

• **Loi de dégression des surcharges :**

[L'article 6.3 du **DTR 2.2]** nous impose une dégression des surcharges
et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas, autrement dit aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le principe de cette loi est exposé comme suit :

▪ Sous la terrasse :.....Q_0.

▪ Sous le dernier étage :.....$Q_0 + Q_1$.

▪ Sous l'étage immédiatement inferieur :.....$Q_0 + 0,95\ (Q_1+Q_2)$.

▪ Sous l'étage immédiatement inferieur :.....$Q_0 + 0,90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

▪ Sous l'étage immédiatement inferieur :.....$Q_0 + 0,85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

▪ Pour n ≥ 5 :..... $\sum Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$

Avec :

Q_0 : Charge d'exploitation à la terrasse ;

Q_i : Charge d'exploitation de l'étage " i " ;

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas ;

Q_n : Charge d'exploitation à l'étage " n " en tenant compte de dégression des surcharges.

D'où :

▪ Plancher terrasse inaccessible : Q_0 = **14,9 KN.**

▪ Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8$ = **22,35 KN.**

▪ Plancher RDC (courant) : Q_9 = **22,35 KN.**

→ Calcul des surcharges cumulées :"Q_n"

Niveaux	9ème	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC
n	-0-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-8-	-9-
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688	0,667

Tableau III.9 : Coefficients de dégression des surcharges

Donc :

Niveau	Opération	Résultats
Niveau 9	$Q_0 = 14,9$	**14,9**
Niveau 8	$Q_0 + Q_1 = 14,9 + 22,35$	**37,25**
Niveau 7	$Q_0 + 0,95\ (Q_1+Q_2) = 14,9 + 42,465$	**57,365**
Niveau 6	$Q_0 + 0,90\ (Q_1+Q_2+Q_3) = 14,9 + 60,345$	**75,245**
Niveau 5	$Q_0 + 0,85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 14,9 + 75,99$	**90,89**
Niveau 4	$Q_0 + 0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 14,9 + 89,4$	**104,3**
Niveau 3	$Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 14,9 + 100,575$	**115,475**
Niveau 2	$Q_0 + 0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 14,9 + 111,705$	**126,605**
Niveau 1	$Q_0 + 0,688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 14,9 + 123,014$	**137,914**
Niveau RDC	$Q_0 + 0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 14,9 + 134,167$	**149,067**

Tableau III.10 : Dégression des charges d'exploitation

D'où :

Les sections proposées pour les poteaux sont illustrées dans le tableau suivant :

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G_{tot} (KN)	G_{cumul} (KN)	Q_{cumul} (KN)	$N_S = (G_{cumul} + Q_{cumul})$ (KN)	$S \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma_{bc}}}$ (cm^2)	$S_{adoptée}$ (cm)
Niveau 9	86,867	6	20,37	113,237	113,237	14,9	128,137	85,424	35 × 35
Niveau 8	77,48	6	20,37	103,85	217,087	37,25	254,337	169,558	35 × 35
Niveau 7	77,48	6	20,37	103,85	320,937	57,365	378,302	252,201	35 × 35
Niveau 6	77,48	6	20,37	103,85	424,787	75,245	500,032	333,354	40 × 40
Niveau 5	77,48	6	20,37	103,85	528,637	90,89	619,527	413,018	40 × 40
Niveau 4	77,48	6	20,37	103,85	632,487	104,3	736,787	491,191	40 × 40
Niveau 3 ⋮	77,48	6	20,37	103,85	736,337	115,475	851,812	567,874	45 × 45

Niveau 2	77,48	6	20,37	103,85	840,187	126,605	966,792	644,528	45 × 45
Niveau 1	77,48	6	20,37	103,85	944,037	137,914	1081,951	721,300	45 × 45
Niveau RDC	77,48	6	20,37	103,85	1047,887	149,067	1196,954	797,969	45 × 45

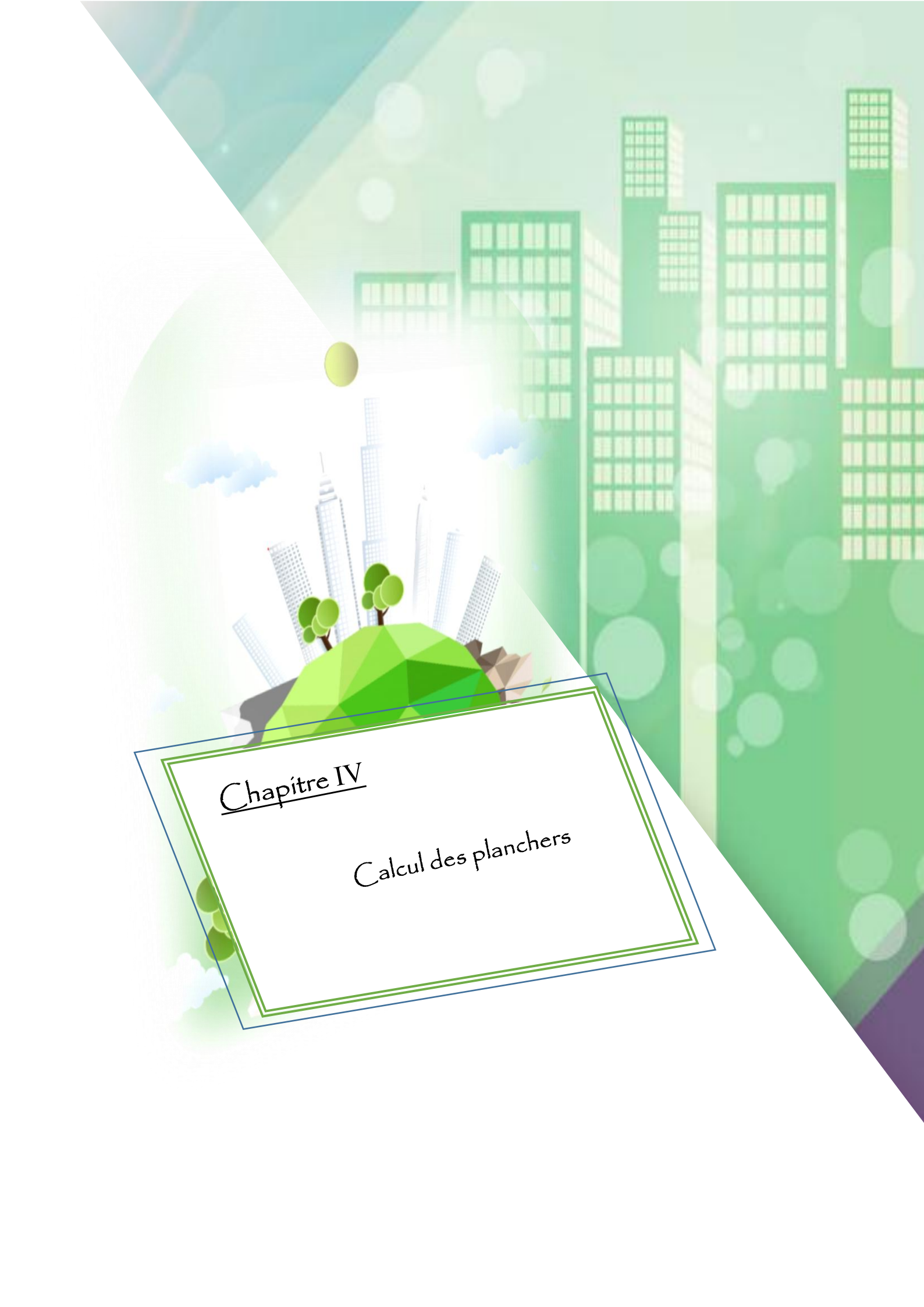
Tableau III.11 : Sections du béton proposé pour les poteaux

3- Vérifications des sections proposé pour les poteaux :

→ Vérification des exigences RPA99 : [L'article 7.4.1 du RPA99/Version2003]

	Condition			
	Min (b_1,h_1) $\geq$ 30 cm (En zone III)	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$ (cm)	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	Observation
7ème au 9ème étage (35 × 35)	35	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Conditions Vérifiées
4ème au 6ème étage (40 × 40)	40	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Conditions Vérifiées
RDC au 3ème étage (45 × 45)	45	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Conditions Vérifiées

Tableau III.12 : Vérification des sections (proposé) pour les poteaux aux conditions exigées par RPA99/Version2003



Chapitre IV

Calcul des planchers

Calcul des plancher en corps creux :

IV-1) Dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 4 cm, et elle est coulée sur place.

a) Ferraillage de la dalle de compression :

Elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par **[L'article B.6.8.423** du **BAEL 90 mod 99]** :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

- **Les armatures ⊥ aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e}$$

Avec : l' : la distance entre les axes des poutrelles.

La largeur de l'ourdis : 50 cm ≤ l' ≤ 80 cm

l' = 65 cm

f_e = 520 MPa

D'où : $A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$

→ Soit : **5HA5 = 0,98 cm²/ml , avec S_t = 20 cm.**

- **Les armatures // aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49\ cm^2/ml$$

hhhh

→ On prend **5HA5 = 0,98 cm²/ml , avec un espacement de S_t = 20 cm.**

Conclusion 1 :

On optera pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension **(200 x 200) mm²** avec un diamètre de **5 mm (HA5)**.

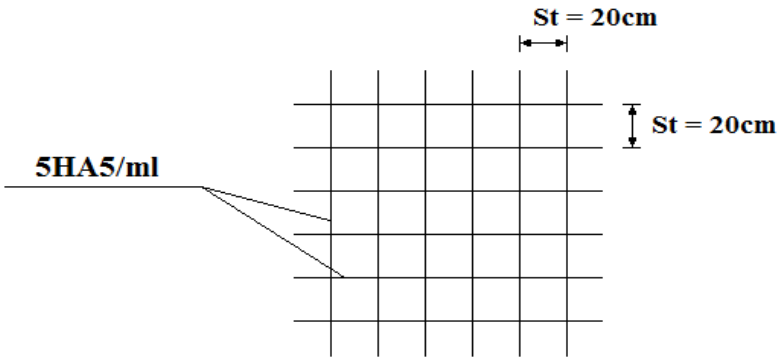


Figure IV.1 : Ferraillage de la dalle de compression avec un Treillis soudé 20x20cm^2 de nuance TL520

IV-2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fera en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression.

A.1er étape : Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge dùe à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

On fait le calcul pour la travée la plus longue : → l_{max} = 3,85 m

• Charge permanente :

✓ Poids propre de la poutrelle : G_1 = 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml.

✓ Poids du corps creux : G_2 = 0,95 x 0,65 = 0,617 KN/ml.

⟹ G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,617 = 0,74 KN/ml.

• Charge d'exploitation :

✓ Poids de la main d'œuvre : Q = 1 KN/ml.

→ Combinaisons des charges :

À l'ELU :

qu = 1,35G + 1,5Q

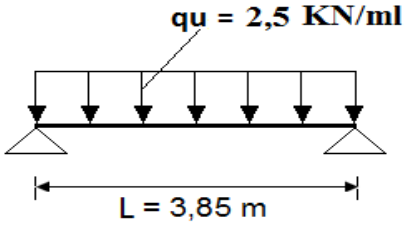


Figure IV.2 : Schéma statique de la poutrelle

qu = 1,35(0,12 + 0,617) + 1,5 x 1 = 2,5 KN/ml

- **Calcul du moment isostatique :**

⇨ **Moment maximal en travée :**

$$M_{max} = \frac{qu\,.\,(l_{max})^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{2{,}5\,.\,(3{,}85)^2}{8} = 4{,}632 \text{ KN.m}$$

⇨ **Effort tranchant maximal :**

$$T_{max} = \frac{qu\,.\,(l_{max})}{2} = \frac{2{,}5\,.\,(3{,}85)}{2} = 4{,}812 \text{ KN}$$

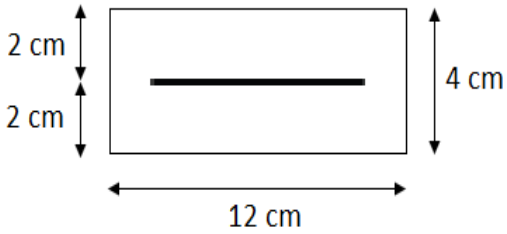
- **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$$

On a : b = 12 cm ; h = 4 cm ; c = 2 cm.

d = h – c = 4 – 2 = 2 cm.

$$\mu_{bu} = \frac{4{,}632 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14{,}2} = 6{,}795$$



$\mu_{bu} >> \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **doublement armée (S.D.A)**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter des charges avant coulage de la dalle de compression.

A.2ème étape : Après le coulage de la dalle de compression (section en Té)

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposante sur des appuis, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

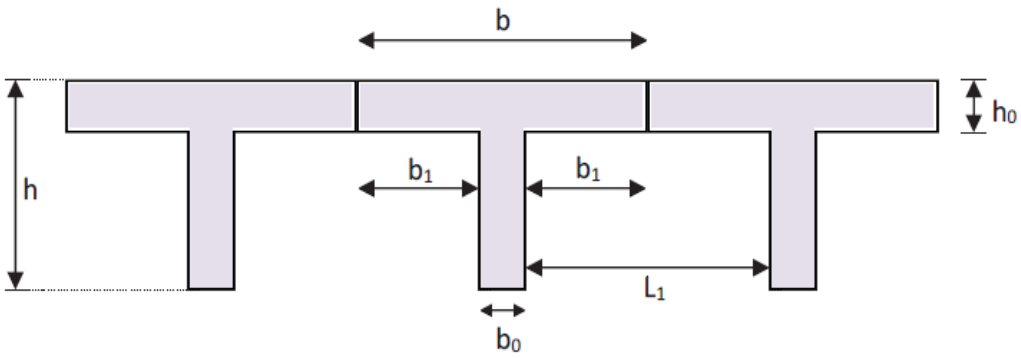


Figure IV.3 : Dimensionnement de la section en Té

Avec :

- **b :** longueur entre axes des poutrelles. (b = 65 cm)
- **b0 :** épaisseur de la nervure. (b_0 = 12 cm)
- **h0 :** épaisseur de la dalle de compression. (h_0 = 4 cm)
- **h :** hauteur totale de plancher. (h = 20 cm)

Remarque :

La charge permanente la plus défavorable est celle du plancher terrasse (G = 5,83 KN/m^2), par contre la surcharge la plus défavorable est celle du plancher étage courant (Q = 1,5 KN/m^2).

Donc, on doit calculer ce plancher (avec G = 5,83 KN/m^2 et Q = 1,5 KN/m^2) puis généraliser le ferraillage pour tous les planchers des différents niveaux.

→ Détermination des charges :

$G_{poutrelle} = G_{plancher} \times l' = 5,83 \times 0,65 = 3,789$ KN/ml.

$Q_{poutrelle} = Q_{plancher} \times l' = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml.

→ Combinaisons des charges :

À l'ELU :

qu = 1,35G + 1,5Q

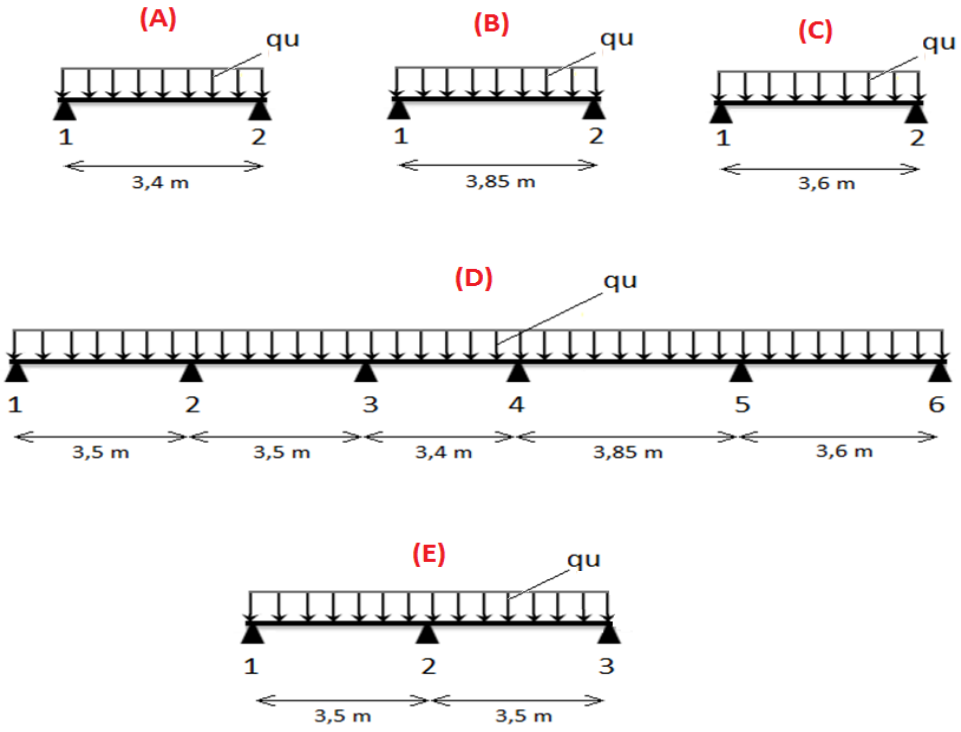
qu = 1,35 x 3,789 + 1,5 x 0,975 = 6,577 KN/ml

À l'ELS :

$q_S = G + Q$

$q_S = 3,789 + 0,975 = 4,764$ KN/ml

→ Différentes types de poutrelles :



Remarque :
Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul qui est celle de **(D)**.

Choix de la méthode du calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

a) Méthode forfaitaire.

b) Méthode de Caquot.

c) Méthode des trois moments.

→ Méthode forfaitaire : [L'article B.6.2.210 du BAEL 90 mod 99]

a) Domaine d'application de la méthode :

Elle s'applique aux constructions dont :

1) – La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN :

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5KN/m^2\}$$

On a :

$Q = 1,5\ KN/m^2 < 2G = 2 \times 5,83 = 11,66\ KN/m^2$ → condition vérifiée

$Q = 1,5\ KN/m^2 < 5\ KN/m^2$ → condition vérifiée

2) – Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. → condition vérifiée

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

On a :

$L_1 / L_2 = 3,5 / 3,5 = 1$

$L_2 / L_3 = 3,5 / 3,4 = 1,02$

$L_3 / L_4 = 3,4 / 3,85 = 0,88$

$L_4 / L_5 = 3,85 / 3,6 = 1,06$

→ condition vérifiée

4) – La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. → condition vérifiée

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Exposé de la méthode : [L'article 7.3 du BAEL 91/revisé99]

✓ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeur non pondérer : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

✓ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

✓ M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

✓ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée ;

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

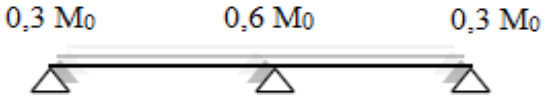
→ $M_t \geq \max\{1{,}05\, M_0 ;\ (1+0{,}3\,\alpha)\, M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

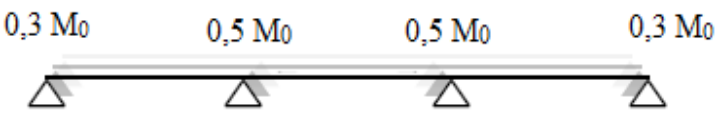
→ $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

✓ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :

→ 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;



→ 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;



→ 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

c) Application de la méthode :

• Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,83} = 0,204$$

Avec :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6306 \quad ; \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,5306 \quad ; \quad \mathbf{1 + 0,3\alpha} = 1,0612$$

IV-1-2-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

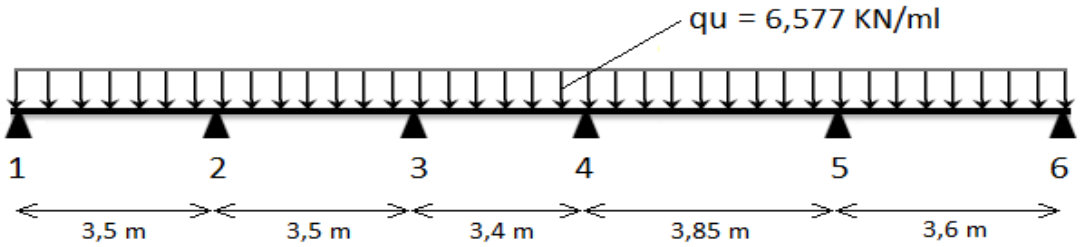


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU

→ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = 6,577 \times \frac{(3,5)^2}{8} \longrightarrow M_{01} = 10,071 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6,577 \times \frac{(3,5)^2}{8} \longrightarrow M_{02} = 10,071 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 6,577 \times \frac{(3,4)^2}{8} \longrightarrow M_{03} = 9,503 \text{ KN.m}$$

$M_{04} = 6{,}577 \times \frac{(3{,}85)^2}{8} \longrightarrow M_{04} = 12{,}185$ KN.m

$M_{05} = 6{,}577 \times \frac{(3{,}6)^2}{8} \longrightarrow M_{05} = 10{,}654$ KN.m

➢ Calcul des moments aux appuis :

$M_1 = 0{,}3M_{01} = 0{,}3 \times 10{,}071 \longrightarrow M_1 = 3{,}021$ KN.m

$M_2 = 0{,}5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0{,}5 \times 10{,}071 \longrightarrow M_2 = 5{,}035$ KN.m

$M_3 = 0{,}4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0{,}4 \times 10{,}071 \longrightarrow M_3 = 4{,}028$ KN.m

$M_4 = 0{,}4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0{,}4 \times 12{,}185 \longrightarrow M_4 = 4{,}874$ KN.m

$M_5 = 0{,}5 \max(M_{04}; M_{05}) = 0{,}5 \times 12{,}185 \longrightarrow M_5 = 6{,}092$ KN.

$M_6 = 0{,}3M_{05} = 0{,}3 \times 10{,}658 \longrightarrow M_6 = 3{,}196$ KN.m

➢ Calcul des moments en travée :

• Travée de rive : (1-2)

$M_t \geq \left(\frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow M_{t\,(1\text{-}2)} \geq 0{,}6306\, M_{01} = 6{,}35$ KN.m

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

$\rightarrow \quad M_{t\,(1\text{-}2)} \geq \max\{1{,}05\, M_{01} ;\ 1{,}0612\, M_{01}\} - \frac{M_1 + M_2}{2}$

$M_{t\,(1\text{-}2)} \geq \max\{10{,}574 ;\ 10{,}687\} - 4{,}028 = 6{,}659$ KN.m

On prend : $M_{t\,(1\text{-}2)} = 6{,}659$ KN.m

- **Travée intermédiaire : (2-3)**

$M_t \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0 \quad \rightarrow \quad M_{t\,(2\text{-}3)} \geq 0{,}5306\ M_{02} = 5{,}343$ KN.m

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

$\rightarrow \quad M_{t\,(2\text{-}3)} \geq \max\{1{,}05\ M_{02}\ ;\ 1{,}0612\ M_{02}\} - \frac{M_2 + M_3}{2}$

$M_{t\,(2\text{-}3)} \geq \max\{10{,}574\ ;\ 10{,}687\} - 4{,}531 = 6{,}156$ KN.m

On prend : $M_{t\,(2\text{-}3)} = 6{,}156$ KN.m

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Travée	$M_t \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0$	$M_t \geq \max\{1{,}05\ M_0\ ;\ (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$	M_t (KN.m)
(1-2)	6,35	6,659	6,659
(5-6)	6,718	6,662	6,718

Tableau IV.1 : Calcul des moments en travées de rives

Travée	$M_t \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0$	$M_t \geq \max\{1{,}05\ M_0\ ;\ (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$	M_t (KN.m)
(2-3)	5,343	6,156	6,156
(3-4)	5,042	5,633	5,633
(4-5)	5,465	7,449	7,449

Tableau IV.2 : Calcul des moments en travées intermédiaires

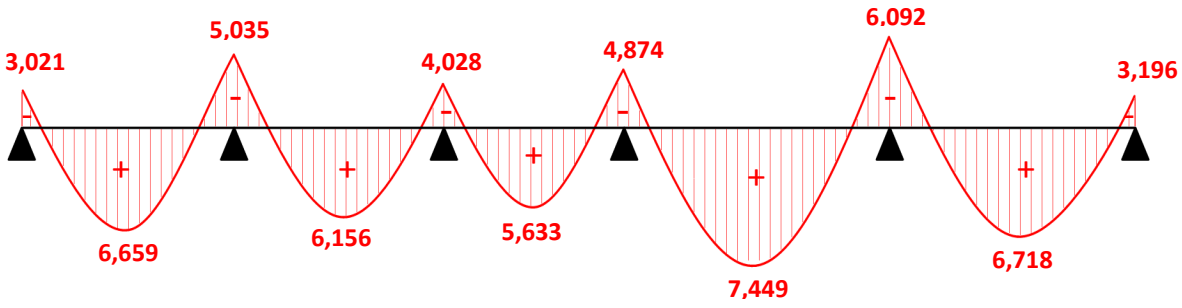


Figure IV.5 : Diagramme des moments à L'ELU

➢ Calcul des efforts tranchants :

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \longrightarrow \text{sur l'appui de droite}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \longrightarrow \text{sur l'appui de gauche}$$

D'où :

$$T_e = \frac{(-3{,}021) - (-5{,}035)}{3{,}5} - \frac{6{,}577 \times 3{,}5}{2} = -10{,}934 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-3{,}021) - (-5{,}035)}{3{,}5} + \frac{6{,}577 \times 3{,}5}{2} = 12{,}085 \text{ KN}$$

} travée 1-2

$$T_e = \frac{(-5{,}035) - (-4{,}028)}{3{,}5} - \frac{6{,}577 \times 3{,}5}{2} = -11{,}797 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-5{,}035) - (-4{,}028)}{3{,}5} + \frac{6{,}577 \times 3{,}5}{2} = 11{,}222 \text{ KN}$$

} travée 2-3

$$T_e = \frac{(-4{,}028) - (-4{,}874)}{3{,}4} - \frac{6{,}577 \times 3{,}4}{2} = -10{,}932 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-4{,}028) - (-4{,}874)}{3{,}4} + \frac{6{,}577 \times 3{,}4}{2} = 11{,}429 \text{ KN}$$

} travée 3-4

$$T_e = \frac{(-4{,}874) - (-6{,}092)}{3{,}85} - \frac{6{,}577 \times 3{,}85}{2} = -12{,}344 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-4{,}874) - (-6{,}092)}{3{,}85} + \frac{6{,}577 \times 3{,}85}{2} = 12{,}977 \text{ KN}$$

} travée 4-5

$$T_e = \frac{(-6{,}092) - (-3{,}196)}{3{,}6} - \frac{6{,}577 \times 3{,}6}{2} = -10{,}979 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-6{,}092) - (-3{,}196)}{3{,}6} + \frac{6{,}577 \times 3{,}6}{2} = 12{,}697 \text{ KN}$$

travée 5-6

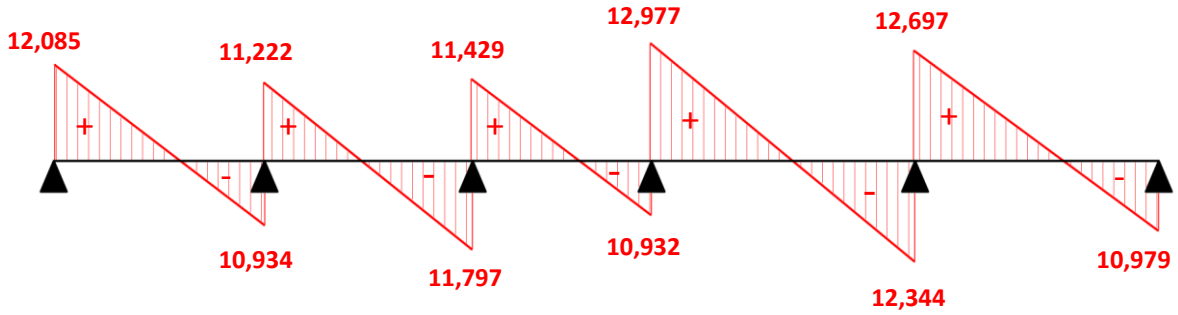


Figure IV.6 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

IV-1-2-2) Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant les moments maximal en travées et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :

➢ En travée :

▪ Le moment maximal en travée : → $M_{t\,max} = 7{,}449$ KN. m

▪ Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

Avec :
- b = 65 cm ; h_0 = 4 cm ;
- d = h – c = 20 – 2 = 18 cm ;
- f_{bu} = 14,2 MPa

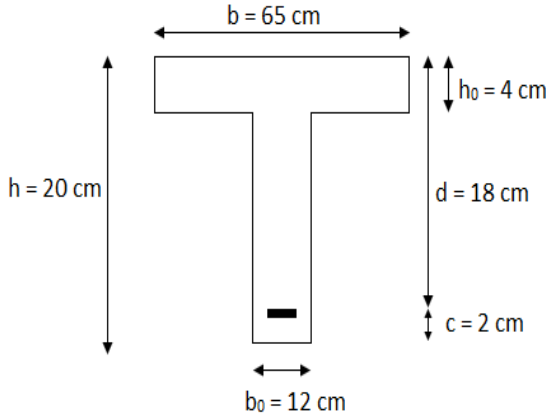


Figure IV.7 : Dimensions de la section en Té

M_{tab} = 0,65 x 0,04 x $\left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$ x 14,2 x 1000

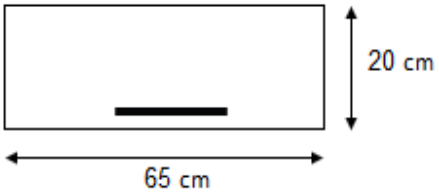
→ M_{tab} = 59,072 KN.m

On a : M_{tmax} = 7,449 KN. m ≤ M_{tab} = 59,072 KN. m

⟹ L'axe neutre tombe dans la table de compression donc n'est pas entièrement comprimée ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section en Té comme une section rectangulaire de dimensions **(b x h)** = **(65 x 20 cm²)**

D'où :

$$\mu_b = \frac{M_{t\,max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,449 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024$$



$\mu_b < \mu_\ell$ = 0,392 → La section est **simplement armée (S.S.A)** donc : $A_s' = 0$

μ_b = 0,024 → β = 0988

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{100}{1,15}$ = 348 MPa Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{t\,max}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{7,449 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,203\ cm^2$$

Soit : → **A_{st} = 03HA10 = 2,35 cm²**

➢ Aux appuis :

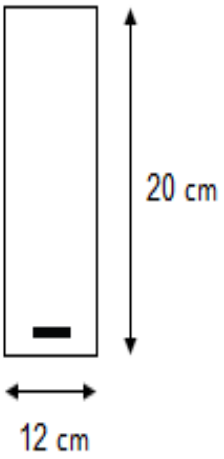
Le moment maximal aux appuis : → **$M_{ap\,max}$ = 6,092 KN. m**

⟹ La table de compression est entièrement tendue, donc le calcul se fait en considérant une section rectangulaire **(b_0 x h)** = **(12 x 20 cm²)**.

$$\mu_b = \frac{M_{ap\ max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6{,}092 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}02$$

$\mu_b < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$\mu_b = 0{,}02$ → $\beta = 0{,}99$



$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{100}{1{,}15} = 348\ MPa$$ Donc :

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{6{,}092 \times 10^3}{0{,}99 \times 18 \times 348} = 0{,}982\ cm^2$$

Soit : → **A_{sa} = 1HA10(file) + 1HA10(chapeau) = 1,57 cm²**

b) Armatures transversales :

➢ Diamètre des armatures :

Le diamètre minimal des armatures est donné par **[L'article A.7.2.2** du **BAEL 90 mod 99]** :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \phi_l^{max}\ ;\ \frac{b_0}{10}\right\}$$

Avec :

- ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;
- h : hauteur de la poutrelle ;
- b_0 : largeur de l'âme.

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}\ ;\ \phi_l^{max}\ ;\ \frac{120}{10}\right\} = \min\{5{,}71\ ;\ 10\ ;\ 12\} = 5{,}71\ mm$$

Soit : → **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ8.

➢ **L'espacement des étriers :** **[L'article A.5.1.2.2 du CBA 93]**

1) $S_t \leq \min(0{,}9d ; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0{,}9 \times 18 ; 40cm) \Rightarrow S_t = 16{,}2$ cm

2) $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa $\Longrightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4\, b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{100 \times 400}{0{,}4 \times 120} = 833{,}33$ mm $\Rightarrow S_t = 83{,}33$ cm

Soit : **un espacement St = 15 cm**

IV-1-2-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➢ **En travée :**

$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 65 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}413\ cm^2$

On a : $A_{adopté} = 2{,}35\ cm^2 > A_{min} = 1{,}413\ cm^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}261\ cm^2$

On a : $A_{adopté} = 1{,}57\ cm^2 > A_{min} = 0{,}261\ cm^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b_0.d} \quad ; \quad V_u^{max} = 12{,}977 \text{ KN} \\ \overline{\tau_u} = 3{,}33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable) [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]}. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{12{,}977 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}6 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\dfrac{2\,V_u}{b_0\ a} \leq 0{,}8\,\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$

On a : $\begin{cases} V_u^{max} = 12{,}977 \text{ KN} \\ a = 0{,}9.d \end{cases}$

D'où :

$$\begin{cases} \dfrac{2 \times 12{,}977 \times 10^3}{120 \times 0{,}9 \times 180} = 1{,}33 \text{ Mpa} \\ 0{,}8 \times \dfrac{25}{1{,}5} = 13{,}33 \text{ Mpa} \end{cases} \quad 1{,}33 \text{ MPa} \leq 13{,}33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Influence de l'effort tranchant sur l'acier au niveau des appuis :

➢ **Aux appuis de rive : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]**

On doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armatures longitudinales suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui V_{u0}, soit :

$$A_{st\ ancrée} \geq \frac{V_{u0}}{f_e}$$

On doit vérifier que : $As_{adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(10{,}979 + \frac{3{,}196}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) \times 10 = 0{,}882\ cm^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(12{,}085 + \frac{3{,}021}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) \times 10 = 0{,}883\ cm^2$

$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 0{,}883\ cm^2$

On a : $Asa_{adopté} = 1{,}57\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 0{,}883\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

→ Donc on n'a pas besoin de prolonger au delà du bord des appuis, les armatures adopté sont suffisantes.

➢ **Aux appuis intermédiaires : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]**

On doit vérifier que : $As_{adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(12{,}977 + \frac{4{,}874}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) \times 10 = 1{,}238\ cm^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(12{,}697 + \frac{6{,}092}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) \times 10 = 1{,}446\ cm^2$

$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 1{,}446\ cm^2$

On a : $Asa_{adopté} = 1{,}57\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 1{,}446\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

→ Donc on n'a pas besoin de prolonger au delà du bord des appuis.

5) Vérification de l'adhérence et l'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s . f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.

- V_u : effort tranchant à l'ELU.
- 0,9. d : bras de levier forfaitaire.
- ψ_s : Coefficient de scellement. (ψ_s = 1,5).
- ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres. ($\Sigma U_i = n.\pi.\phi$)

⇨ En travée :

ΣU_i = 3 x 3,14 x 10 = 94,2 mm

$\tau_{se} = \dfrac{12,977 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2}$ = 0,85 Mpa

$\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

τ_{se} = 0,85 MPa $\leq$ $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

⇨ Aux appuis :

ΣU_i = 2 x 3,14 x 10 = 62,8 mm

$\tau_{se} = \dfrac{12,977 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8}$ = 1,27 Mpa

$\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

τ_{se} = 1,27 MPa $\leq$ $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

6) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec :

- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- L_s : Longueur de scellement.
- f_e : Limite élastique des aciers.
- $\emptyset$: Diamètre de la barre.

On a : $\tau_s = 0{,}6.\psi_s^2.f_{t28}$ $\Longrightarrow$ $\tau_s = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

D'où : $L_s = \frac{10}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 35{,}21$ cm

La longueur du scellement droit pour les HA 400 est donnée comme suit :

$$L_s = 40\,\emptyset = 40 \times 10 = 40 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$L_s = 40$ cm**

→ D'après **[L'article A.6.1.253** du **BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : **« 0,4** L_s » pour les aciers **HA**.

$L_a = 0{,}4 \times 40 = 16$ cm

7) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2** du **BAEL 90 mod 99 et CBA93] :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4 \text{ MPa}$$

On à : $\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2{,}222$ MPa $\geq$ 0,4 MPa ⟶ condition vérifiée

IV-1-2-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

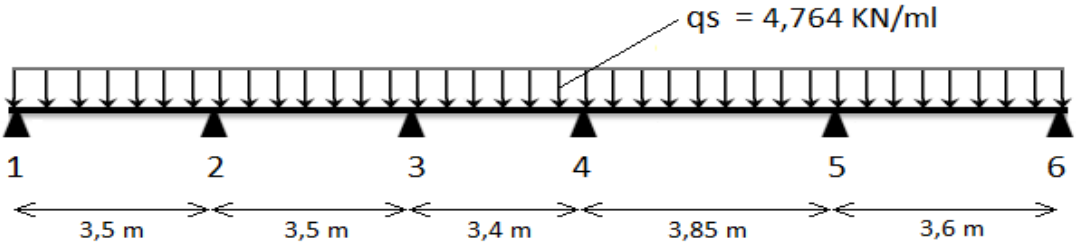


Figure IV.8 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS

➢ Calcul des moments fléchissant :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculé à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u d'où il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,764}{6,577} = 0,724 \longrightarrow \begin{cases} \mathbf{M_{as}} = M_{a\,u} \times \frac{q_s}{q_u} \\ \mathbf{M_{ts}} = M_{t\,u} \times \frac{q_s}{q_u} \end{cases}$$

D'où :

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Appuis	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M_a (KN.m)	2,187	3,645	2,916	3,528	4,410	2,313

Tableau IV.3 : Calcul des moments aux appuis à l'ELS

Travée	$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0$	$M_t \geq \max\{1,05\,M_0 ; (1+0,3\,\alpha)\,M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$	M_t (KN.m)
(1-2)	4,597	4,821	4,821
(5-6)	4,863	4,823	4,863

Tableau IV.4 : Calcul des moments en travées de rives à l'ELS

Travée	$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0$	$M_t \geq \max\{1,05\,M_0 ; (1+0,3\,\alpha)\,M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$	M_t (KN.m)
(2-3)	3,868	4,456	4,456
(3-4)	3,650	4,078	4,078
(4-5)	3,956	5,393	5,393

Tableau IV.5 : Calcul des moments en travées intermédiaires à l'ELS

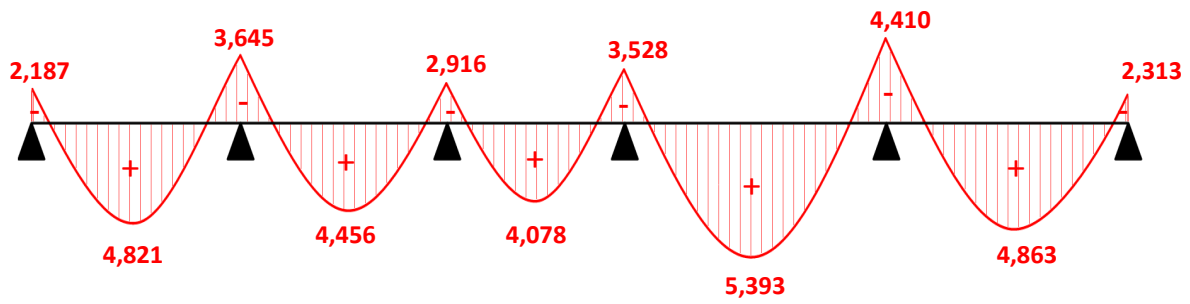


Figure IV.9 : Diagramme des moments à L'ELS

➢ Calcul des efforts tranchants :

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \longrightarrow \text{sur l'appuis de droite}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \longrightarrow \text{sur l'appuis de gauche}$$

D'où :

travée 1-2

$$T_e = \frac{(-2{,}187) - (-3{,}645)}{3{,}5} - \frac{4{,}764 \times 3{,}5}{2} = -7{,}920 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-2{,}187) - (-3{,}645)}{3{,}5} + \frac{4{,}764 \times 3{,}5}{2} = 8{,}753 \text{ KN}$$

travée 2-3

$$T_e = \frac{(-3{,}645) - (-2{,}916)}{3{,}5} - \frac{4{,}764 \times 3{,}5}{2} = -8{,}545 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-3{,}645) - (-2{,}916)}{3{,}5} + \frac{4{,}764 \times 3{,}5}{2} = 8{,}128 \text{ KN}$$

travée 3-4

$$T_e = \frac{(-2{,}916) - (-3{,}528)}{3{,}4} - \frac{4{,}764 \times 3{,}4}{2} = -7{,}918 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-2{,}916) - (-3{,}528)}{3{,}4} + \frac{4{,}764 \times 3{,}4}{2} = 7{,}278 \text{ KN}$$

travée 4-5

$$T_e = \frac{(-3{,}528) - (-4{,}410)}{3{,}85} - \frac{4{,}764 \times 3{,}85}{2} = -8{,}941 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-3{,}528) - (-4{,}410)}{3{,}85} + \frac{4{,}764 \times 3{,}85}{2} = 9{,}399 \text{ KN}$$

travée 5-6

$$T_e = \frac{(-4{,}410) - (-2{,}313)}{3{,}6} - \frac{4{,}764 \times 3{,}6}{2} = -9{,}157 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{(-4{,}410) - (-2{,}313)}{3{,}6} + \frac{4{,}764 \times 3{,}6}{2} = 7{,}992 \text{ KN}$$

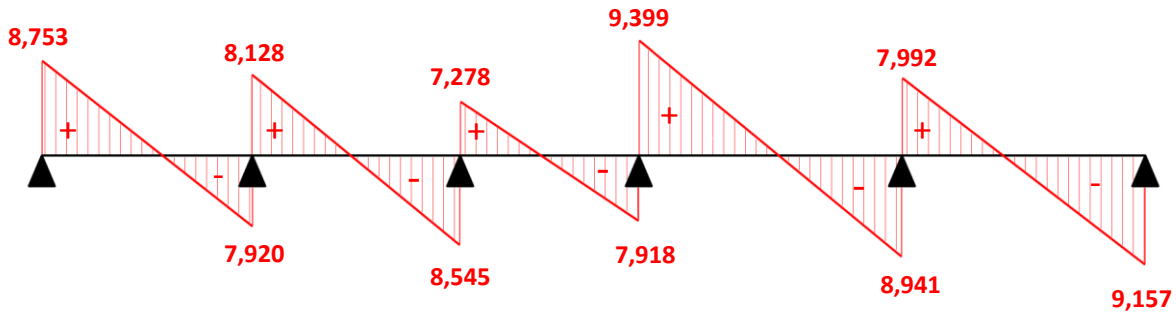


Figure IV.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

IV-1-2-5) Vérification à l'ELS :

D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

→ Un état limite d'ouverture des fissures :

► Influence des milieux agressifs sur les matériaux (béton et aciers) **[Le 2ème commentaire de L'article A.4.5,31** du **BAEL 90 mod 99]** ;

► Un état limite de traction de l'acier. **[L'article A.4.5,32** ; **A.4.5,33 et A.4.5,34 BAEL 90 mod 99].**

→ Un état limite de compression du béton ; **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99].**

D'où :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

→ La poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, la fissuration est considérée peu préjudiciable, donc d'après **[L'article A.4.5,32 BAEL 90 mod 99] :**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa

2) État limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99]

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28}$ = 15 MPa

a) Aux appuis :

→ Contrainte sur l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A_S} \quad \text{avec :} \quad M_a{}^{s\,max} = 4{,}41 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}726 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}876 \\ K_1 = 35{,}32 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4{,}41 \times 10^3}{0{,}876 \times 18 \times 1{,}57} = 178{,}14 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 178{,}14$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ Condition vérifiée

→ Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{178{,}14}{35{,}32} = 5{,}04 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} = 5{,}04$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

b) En travée :

→ Contrainte sur l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_S} \quad \text{avec :} \quad M_t{}^{s\,max} = 5{,}593 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}35}{12 \times 18} = 1{,}087 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}856 \\ K_1 = 19{,}72 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5{,}393 \times 10^3}{0{,}856 \times 18 \times 2{,}35} = 148{,}941 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 148,941 MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{148{,}941}{19{,}72}$ = 7,55 MPa

On a : σ_{bc} = 7,55 MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ Condition vérifiée

➢ **État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99]**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes : **[L'article B.6.8.424 du BAEL 90 mod 99]**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22{,}5}$ .....(1)
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}^{max}}{15M_0}$ .....(2)
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{3{,}6}{f_e}$ ..... (3)

Avec :

- h : hauteur totale du plancher **(20 cm)**
- M_{ts}^{max} : moment max à l'ELS **(5,393 KN.m)**
- M_0 : moment max de la travée isostatique **(8,826 KN.m)**
- A_{st} : section des armatures **($2,35\ cm^2$)**
- b : largeur de la section **(12 cm)**
- d : hauteur utile de la section droite **(18 cm)**

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0,051 > \frac{1}{22,5} = 0,044$.....condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0,051 > \frac{5,393}{15 \times 8,826} = 0,040$.....condition vérifiée
- $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 < \frac{3,6}{400} = 0,009$.....condition non vérifiée

$\Longrightarrow$ Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

→ **Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]**

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\overline{f_{adm}}$: la flèche admissible.

$\overline{f_{adm}} = \frac{385}{500} = 0{,}77$ cm

M_S : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_S = 11,527 KN.m).

E_v : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).

I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : Coefficients.

⇨ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + b \times A_t = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15.A_t$

Avec : B_0 : la section homogène.

$B_0 = (12 \times 20 + (65 - 12) \times 4) + (15 \times 2{,}35)$

→ $B_0 = 487{,}25$ cm²

⇨ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à X X :**

$$S_{xx} = \frac{b_0.h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{(4)^2}{2} + 15 \times 2{,}35 \times 18 \quad \Rightarrow \quad S_{xx} = 3458{,}5 \text{ cm}^2$$

⇨ **Position de l'axe de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \frac{3458{,}5}{487{,}25} = 7{,}097 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}097 = 12{,}903 \text{ cm} \end{cases}$$

→ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left(\frac{(h_0)^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right) + 15.A_t \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times ((7{,}097)^3 + (12{,}903)^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{(4)^2}{12} + \left(7{,}097 - \frac{4}{2}\right)^2 \right) + 15 \times 2{,}35 \times (18 - 7{,}097)^2$$

$$\Rightarrow \quad I_0 = 20003{,}238 \text{ cm}^4$$

⇨ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b0}{b}\right)}$$

Et : $\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} \quad \Rightarrow \quad \rho = 0{,}0108$

D'où :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0108 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3{,}806$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 38{,}068 = 1{,}5224$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{(4 \times 0{,}0108 \times 148{,}941) + 2{,}1} = 0{,}569$$

⇨ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\ I_0}{1 + \mu\,.\,\lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 20003{,}238}{1 + (0{,}569 \times 1{,}5224)}$$

$$I_{fv} = 11790{,}281\ cm^4$$

⇨ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_{S\,\times}\ L^2}{10 \times E_V \times I_{fV}} = \frac{5{,}393 \times 10^4 \times 385^2}{10 \times 10818{,}865 \times 11790{,}281} = 3{,}434\ mm$$

On a :

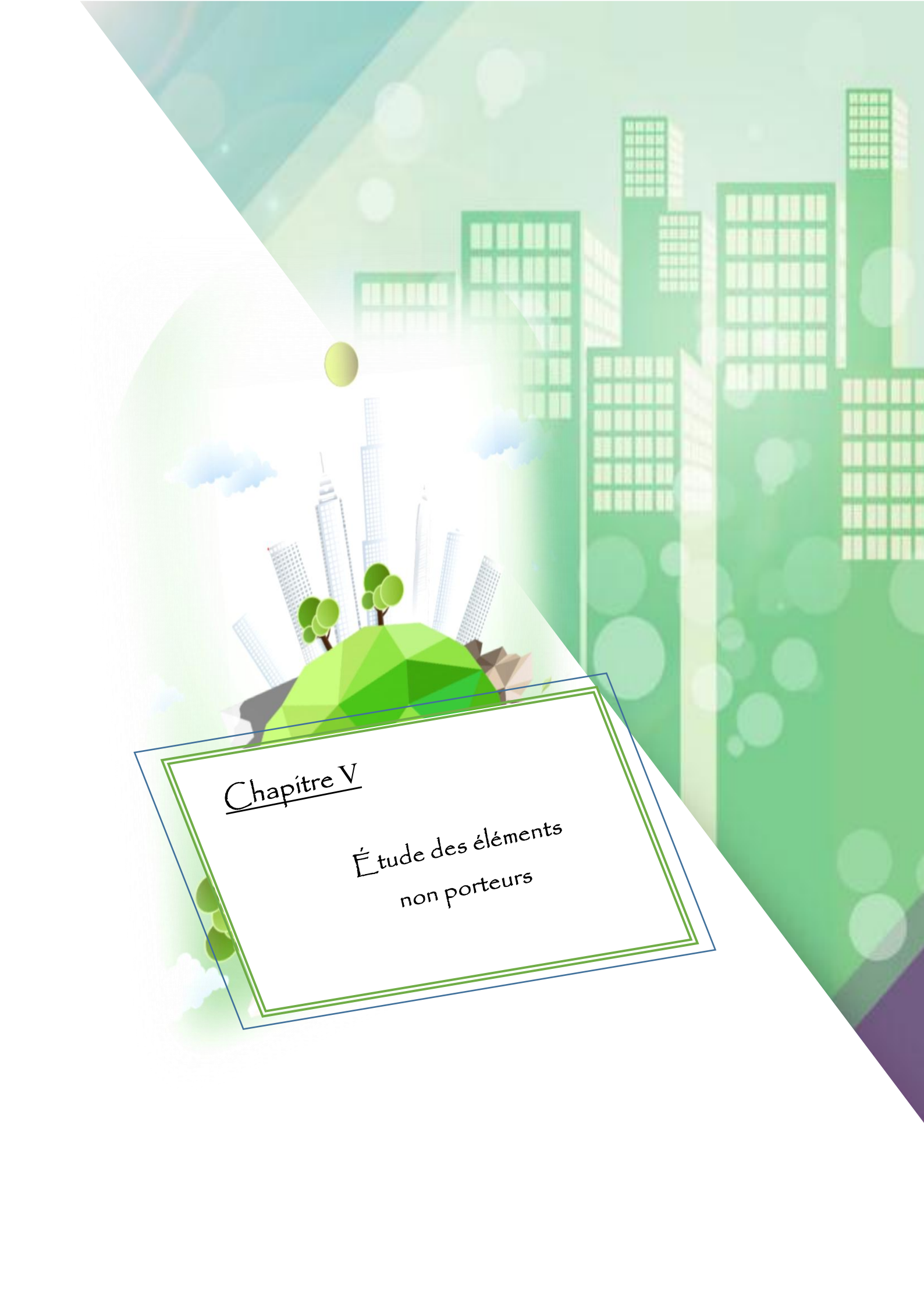
$$f = 0{,}343\ cm < \overline{f_{adm}} = 0{,}77\ cm$$

⇒ Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion 2 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

- ✓ **Armatures longitudinales :**
  - ➢ **En travée : 3HA10**
  - ➢ **Aux appuis : 1HA10(file) + 1HA10(chapeau)**
- ✓ **Armatures transversales : 2HA8 avec un espacement ST = 15 cm**



Chapitre V

Étude des éléments non porteurs

V-1) Calcul de l'escalier :

Notre escalier est constitué de 2 types de volées :

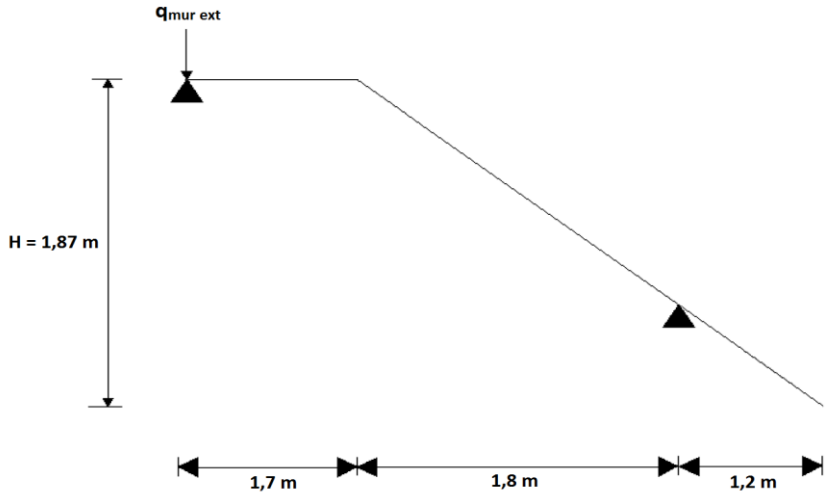


Figure V.1.1 : Schéma statique de la 1ère Volée

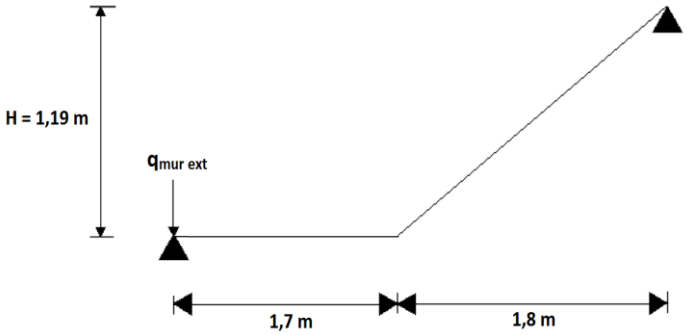


Figure V.1.2 : Schéma statique de la 2ème Volée

→ Les combinaisons des charges :

À l'ELU :

q_u = (1,35G + 1,5Q) × 1ml

On a : $G_{Volée} = 10,88\ KN/m^2$

$G_{Palier} = 7,81\ KN/m^2$

$G_{mur\ extérieur} = 2,36\ KN/m^2$

→ Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur :

P = (3,06 − 0,4) x 2,36 x 1ml = 6,277 KN

- **Volée :** $q_{uv} = (1,35 \times 10,88 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml = 18,438\ KN/ml$
- **Palier :** $q_{up} = (1,35 \times 7,81 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml = 14,293\ KN/ml$
- **Mur extérieure :** $q_{um} = 1,35 \times 6,277 = 8,473\ KN$

À l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1m$$

- **Volée :** $q_{sv} = (10,88 + 2,5) \times 1m = 13,38\ KN/ml$
- **Palier :** $q_{sp} = (7,81 + 2,5) \times 1m = 10,31\ KN/ml$
- **Mur extérieure :** $q_s = 6,277\ KN$

V-2-1) La 1ère volée :

V-2-1-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

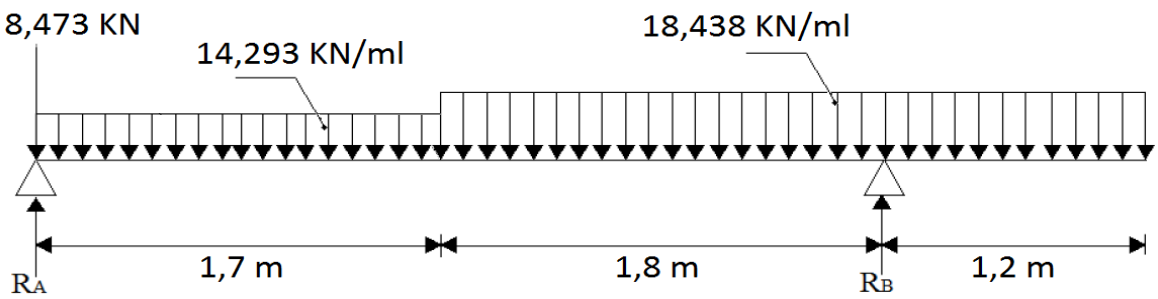


Figure V.1.3 : Schéma statique de la 1ère Volée à l'ELU

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = 8{,}473 + (14{,}293 \times 1{,}7) + (18{,}438 \times 1{,}8) + (18{,}438 \times 1{,}2)$

$R_A + R_B = 88{,}085$ KN.

$\sum M/_A = 0$

$\sum M/_A = -\ (14{,}293 \times 1{,}7) \times (1{,}7/2) - (18{,}438 \times 1{,}8) \times (1{,}7 + 1{,}8/2) + R_B \times 3{,}5 - (18{,}438 \times 1{,}2) \times (1{,}7 + 1{,}8 + 1{,}2/2) = 0$

$R_B \times 3{,}5 = 197{,}658$ KN.m

D'où : **$R_B = 56{,}473$ KN**

$R_A = 31{,}612$ KN

- **Efforts tranchants :**

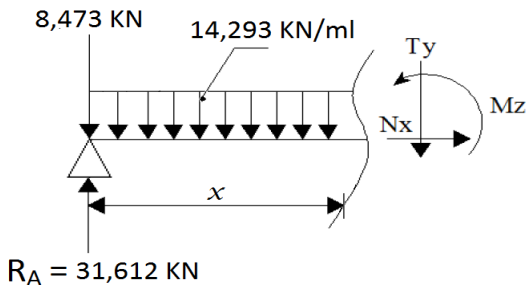
➢ **1ère tronçon :** $0 \le x \le 1{,}7$ m

$T(y) = -q_{um} + R_A - q_{up}.x$

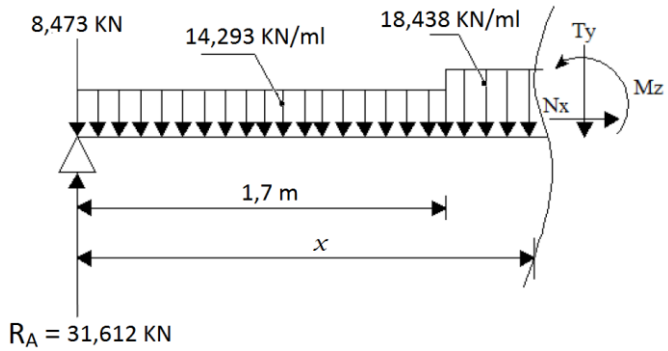
$T(y) = -8{,}473 + 31{,}612 - 14{,}293.x$

$T(x = 0) = 23{,}139$ KN

$T(x = 1{,}7) = -1{,}159$ KN



➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \le x \le 3{,}5$ m

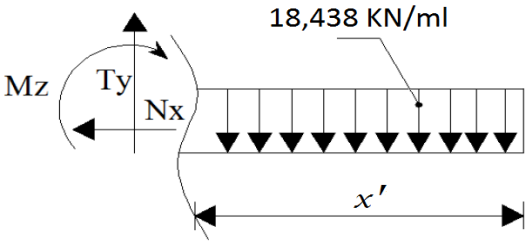


$T(x) = -q_{um} + R_A - q_{up} \times 1,7 - q_{uv}(x - 1,7)$

$T(x) = -8,473 + 31,612 - 14,293 \times 1,7 - 18,438(x - 1,7)$

$\begin{cases} T(x = 1,7) = -1,159 \text{ KN} \\ T(x = 3,5) = -34,347 \text{ KN} \end{cases}$

➢ **3ème tronçon :** $0 \le x \le 1,2$ m



$T(y) = q_{uv} \cdot x'$

$T(y) = 18,438 \cdot x'$

$\begin{cases} T(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ T(x = 1,2) = 22,125 \text{ KN} \end{cases}$

- **Moments fléchissant :**

➢ **1er tronçon :** $0 \le x \le 1,7$ m

$$M(z) = -q_{um} \cdot x + R_A \cdot x - q_{up} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(z) = -8,473 \cdot x + 31,612 \cdot x - 14,293 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1,7) = 18,682 \text{ KN.m} \end{cases}$

➢ **2ème tronçon :** $1,7 \le x \le 3,5$ m

$$M(z) = -q_{um} \cdot x + R_A \cdot x - q_{up} \times 1,7 \cdot \left(x - \frac{1,7}{2}\right) - q_{uv} \cdot \left(\frac{(x - 1,7)^2}{2}\right)$$

$$M(z) = -8,473 \cdot x + 31,612 \cdot x - 14,293 \times 1,7 \cdot \left(x - \frac{1,7}{2}\right) - 18,438 \cdot \left(\frac{(x - 1,7)^2}{2}\right)$$

$\begin{cases} M(x = 1,7) = 18,682 \text{ KN.m} \\ M(x = 3,5) = -13,275 \text{ KN.m} \end{cases}$

➢ **3ème tronçon :** $0 \leq x \leq 1{,}2$ m

$$M(z) = -q_{uv}.\frac{x'^2}{2}$$

$$M(z) = -18{,}438 \times \frac{x'^2}{2}$$

$M(x = 0) = 0$ KN.m

$M(x = 1{,}2) = -13{,}275$ KN.m

→ Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T(y) = -8{,}473 + 31{,}612 - 14{,}293 \times 1{,}7 - 18{,}438\,(x - 1{,}7) = 0 \Rightarrow x = 1{,}637$ m

En remplaçant la valeur de ($x = 1{,}637$ m) dans l'équation :

$$M(z) = -q_{um}.x + R_A.x - q_{up} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{uv}.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

On aura : ⇨ $M(z)^{max} = 18{,}719$ KN.m

✓ **Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $\mathbf{M_{(z)}^{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

→ **Ma = – 0,3 M_0**

→ **Mt = 0,85 M_0**

D'où :

$M_0 = M_{(z)}^{max} = 18{,}719$ KN.m

Ma = – 0,3 x 18,716 = – 5,615 KN.m

Mt = 0,85 x 18,716 = 15,91 KN.m

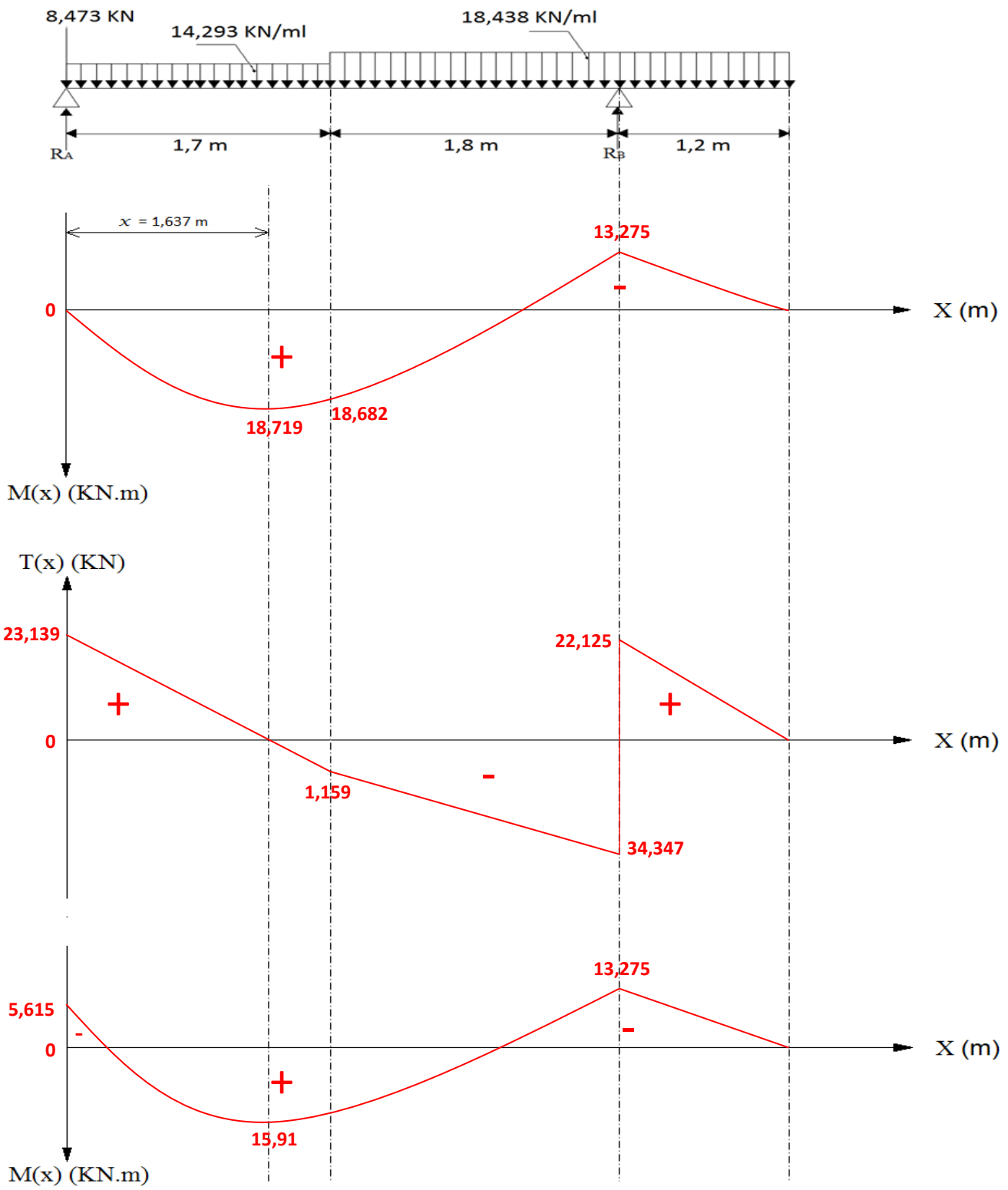
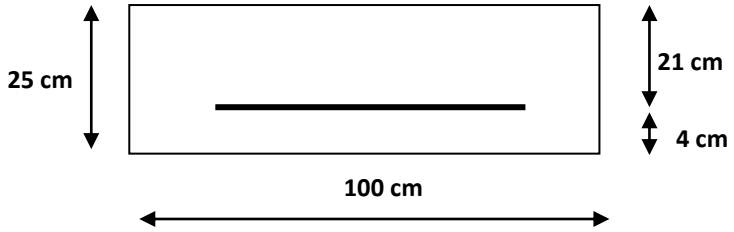


Figure V.1.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

V-2-1-2) Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de (1m) :

On a :
- b = 100 cm
- h = 25 cm (l'épaisseur de la paillasse)
- c = 4 cm
- d = h – c = 25 – 4 = 21 cm



➢ En travée :

→ **M_t = 15,91 KN. m**

✓ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15{,}91 \times 10^3}{100 \times 21^2 \times 14{,}2} = 0{,}025$$

$\mu = 0{,}025 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec :
- $\mu = 0{,}025$ → $\beta = 0{,}987$
- σ_{st} = 348 MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{15{,}91 \times 10^3}{0{,}987 \times 21 \times 348} = 2{,}205\ cm^2$$

On adopte : **4HA12** ⇒ A_{st} **= 4,52 cm² /ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** ⇒ A_r **= 3,14 cm²/ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

➢ **Aux appuis :**

→ **Map = 13,275 KN.m**

✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,275 \times 10^3}{100 \times 21^2 \times 14,2} = 0,0211$$

$\mu = 0,0211 < \mu_\ell = 0,392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0,0211$ → $\beta = 0,989$; $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{13,275 \times 10^3}{0,989 \times 21 \times 348} = 1,836 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** ⇒ A_{ap} **= 4,52 cm² /ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** ⇒ A_r **= 3,14 cm²/ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

V-2-1-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la **CNF** :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 2,535 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,535 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,535 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$$ avec : $V_u^{max} = 34,347$ KN

$\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa (fissuration peu préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]**

$$\tau_u = \frac{34{,}347 \times 10^3}{1000 \times 210} = 0{,}163 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ τ_u = 0,163 MPa $<$ $\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

$$\frac{2\,V_u}{b_0\,0{,}9\,d} \leq 0{,}8\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad \text{on a : } V_u^{max} = 34{,}347 \text{ KN}$$

$$\frac{2 \times 34{,}347 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 210} = 0{,}363 \text{ Mpa}$$

$$0{,}8 \times \frac{25}{1{,}5} = 13{,}33 \text{ Mpa}$$

0,363 MPa $\leq$ 13,33 MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(23{,}139 + \frac{5{,}615}{0{,}9 \times 0{,}21}\right) \times 10 = 1{,}519 \text{ cm}^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(22{,}125 + \frac{13{,}275}{0{,}9 \times 0{,}21}\right) \times 10 = 2{,}655 \text{ cm}^2$

$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 2{,}655 \text{ cm}^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}(34{,}347) \times 10 = 0{,}987 \text{ cm}^2$

On a : $A_{sa\ adopté} = 4{,}52 \text{ cm}^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 2{,}655 \text{ cm}^2$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée

Et, on a : $A_{st\ adopté} = 4{,}52\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 0{,}987\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

⟹ Donc on n'a pas besoin de prolonger les armatures (les armatures adoptées sont suffisantes).

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- ψ_s : Coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

⇨ En travée :

$\sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 150{,}72$ mm

$\tau_{se} = \frac{34{,}347 \times 10^3}{0{,}9 \times 210 \times 150{,}72} = 1{,}2$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 1{,}2$ MPa $\leq \overline{\tau_{seu}} = 3{,}15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

⇨ Aux appuis :

$\sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 150{,}72$ mm

$\tau_{se} = \dfrac{34{,}347 \times 10^3}{0{,}9 \times 210 \times 150{,}72} = 1{,}2$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 1{,}2$ MPa $\leq \overline{\tau_{seu}} = 3{,}15$ MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres aux appuis : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99]

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$ ⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

✓ Armatures principales :

➢ En travée :

$L_S = \dfrac{12}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 422{,}53$ mm

On prend : L_S = **45 cm**

➢ Aux appuis :

$L_S = \dfrac{12}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 422{,}53$ mm

On prend : L_S = **45 cm**

✓ Armatures de répartition :

$L_S = \dfrac{10}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 352{,}112$ mm

On prend : L_s = **40 cm**

→ **[L'article A.6.1.253** du **BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : « $L_c = 0{,}4\ L_s$ » pour les aciers **HA**.

✓ **Armatures principales :**

➢ **En travée :**

$L_c = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm

➢ **Aux appuis :**

$L_c = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm

✓ **Armatures de répartition :**

$L_c = 0{,}4 \times 40 = 16$ cm

6) Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du **BAEL 90 mod 99]**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 25$ cm

En travée : $S_t = 25$ cm

$\leq$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

Aux appuis : $S_t = 25$ cm

En travée : $S_t = 25$ cm

$\leq$ min (3h ; 33 cm) = 33 cm ⟶ Condition vérifiée.

V-2-1-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

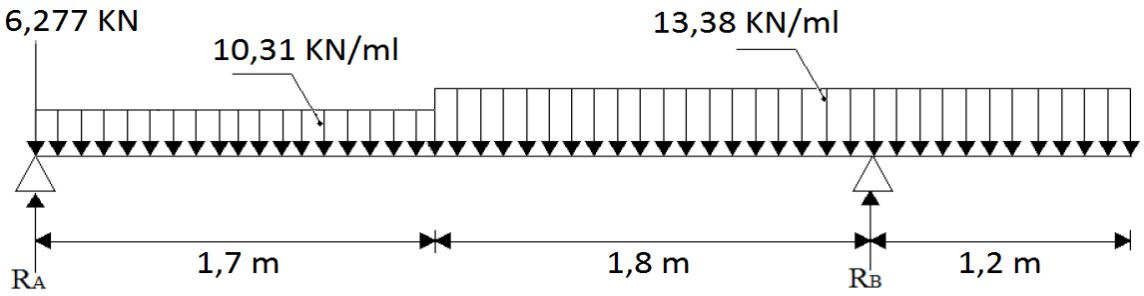


Figure V.1.5 : Schéma statique de la 1ère Volée à l'ELS

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = 6{,}277 + (10{,}31 \times 1{,}7) + (13{,}38 \times 1{,}8) + (13{,}38 \times 1{,}2)$

$R_A + R_B = 63{,}944$ KN.

$\sum M/_A = 0$

$\sum M/_A = -(10{,}31 \times 1{,}7) \times (1{,}7/2) - (13{,}38 \times 1{,}8) \times (1{,}7 + 1{,}8/2) + R_B \times 3{,}5 - (13{,}38 \times 1{,}2) \times (1{,}7 + 1{,}8 + 1{,}2/2) = 0$

$R_B \times 3{,}5 = 143{,}345$ KN.m

D'où : **$R_B = 40{,}955$ KN**

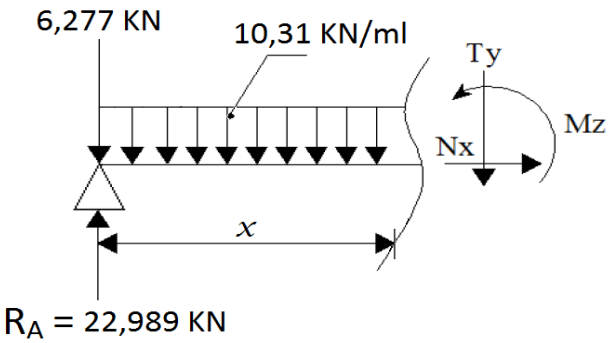
$R_A = 22{,}989$ KN

- **Efforts tranchants :**

➢ **1er tronçon :** $0 \le x \le 1{,}7$ m

$T(y) = -q_{sm} + R_A - q_{sp}.x$

$T(y) = -6{,}277 + 22{,}989 - 10{,}31.X$



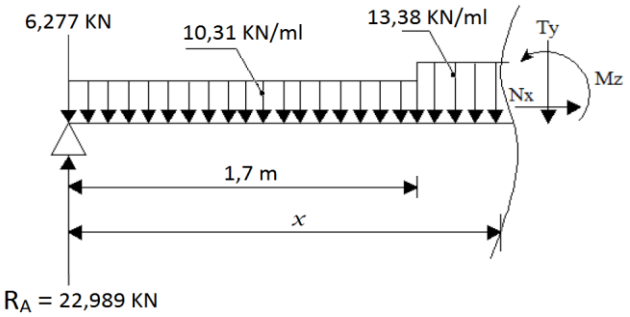
$\begin{cases} T(x = 0) = 16{,}712 \text{ KN} \\ T(x = 1{,}7) = -0{,}815 \text{ KN} \end{cases}$

➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m

$T(x) = -q_{sm} + R_A - q_{sp} \times 1{,}7 - q_{sv}(x - 1{,}7)$

$T(x) = -6{,}277 + 22{,}989 - 10{,}31 \times 1{,}7 - 13{,}38(x - 1{,}7)$

$\begin{cases} T(x = 1{,}7) = -0{,}815 \text{ KN} \\ T(x = 3{,}5) = -24{,}899 \text{ KN} \end{cases}$

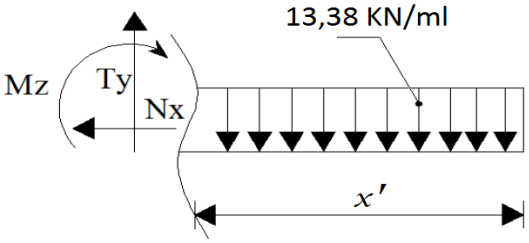


➢ **3ème tronçon :** $0 \leq x \leq 1{,}2$ m

$T(y) = q_{sv} \cdot x'$

$T(y) = 13{,}38 \cdot x'$

$\begin{cases} T(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ T(x = 1{,}2) = 16{,}056 \text{ KN} \end{cases}$



- **Moments fléchissant :**

➢ **1èr tronçon :** $0 \leq x \leq 1{,}7$ m

$$M(z) = -q_{sm} \cdot x + R_A \cdot x - q_{sp} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(z) = -6{,}277 \cdot x + 22{,}989 \cdot x - 10{,}31 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1{,}7) = 13{,}512 \text{ KN.m} \end{cases}$

➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m

$$M(z) = -q_{sm} \cdot x + R_A \cdot x - q_{sp} \times 1{,}7 \cdot \left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{sv} \cdot \left(\frac{(x - 1{,}7)^2}{2}\right)$$

$$M(z) = -6{,}277.x + 22{,}989.x - 10{,}31 \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - 13{,}38.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

$\begin{cases} M(x = 1{,}7) = 13{,}512 \text{ KN.m} \\ M(x = 3{,}5) = -9{,}633 \text{ KN.m} \end{cases}$

➢ **3ème tronçon :** $0 \le x \le 1{,}2$ m

$$M(z) = -q_{sv}.\frac{x'^2}{2}$$

$$M(z) = -13{,}38 \times \frac{x'^2}{2}$$

$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1{,}2) = -9{,}633 \text{ KN.m} \end{cases}$

→ Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :
$T(y) = -6{,}277 + 22{,}989 - 10{,}31 \times 1{,}7 - 13{,}38\,(x - 1{,}7) = 0 \Rightarrow x = 1{,}639$ m

En remplaçant la valeur de ($x = 1{,}639$ m) dans l'équation :

$$M(z) = -q_{sm}.x + R_A.x - q_{sp} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{sv}.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

On aura : ⇨ $M(z)^{max} = 13{,}562$ KN.m

✓ **Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $\mathbf{M_{(z)}^{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

→ **Ma = – 0,3 M_0**

→ **Mt = 0,85 M_0**

D'où :

$M_0 = M_{(z)}^{max} = 13{,}562$ KN.m

Ma = – 0,3 x 13,562 = – 4,068 KN.m

Mt = 0,85 x 13,562 = 11,527 KN.m

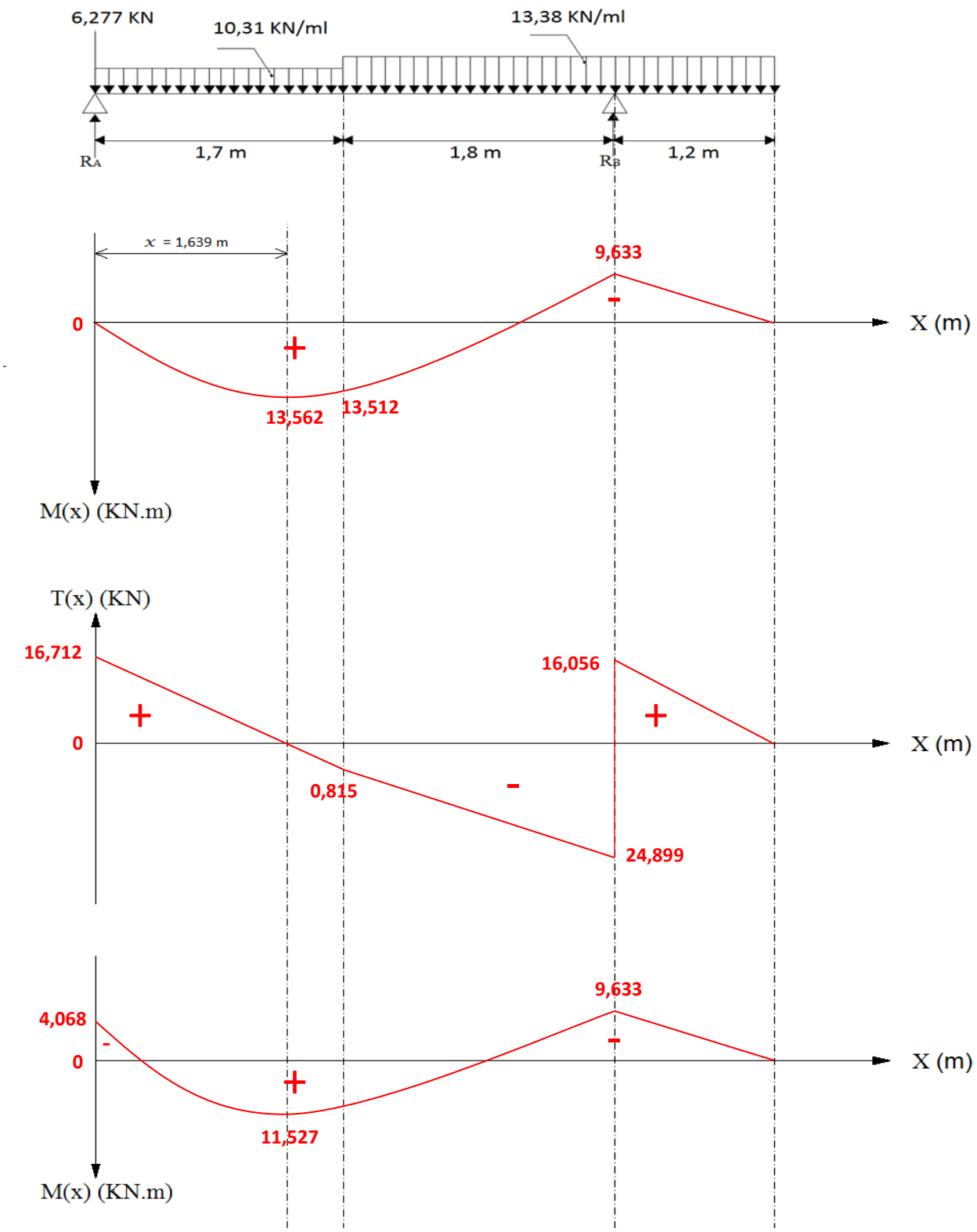


Figure V.1.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

V-2-1-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99],** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Aux appuis :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}^{B}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$ avec : $\begin{cases} M_{ap}{}^{B} = 9{,}63 \text{ KN .m} \\ A_{ap} = 4{,}52 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}52}{100 \times 21} = 0{,}215 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}925 \\ K_1 = 51{,}67 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9{,}63 \times 10^3}{0{,}925 \times 21 \times 4{,}52} = 109{,}67 \text{ MPa}$$

On a :

$\sigma_{st} = 109{,}67 < \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{109,67}{51,67} = 2,122$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 2,122$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

b) En travée :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $M_s^t = 11,527$ KN.m ; $A_{st} = 4,52$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 21} = 0,215 \longrightarrow \beta_1 = 0,925 \text{ ; } K_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,527 \times 10^3}{0,925 \times 21 \times 4,52} = 131,285 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 131,285 < \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{131,285}{51,67} = 2,54$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 2,54 < \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

➢ État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99]

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ .....(1) { h : hauteur de la paillasse. ; L : longueur de la plus grande travée. }
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ .....(2) { Mt : moment max en travée. ; M0 : moment max isostatique. }
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .....(3) { f_e : limite d'élasticité de l'acier. ; As : section d'armature en travée. }

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0,071 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$.....condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0,071 \geq \frac{11,527}{10 \times 13,562} = 0,084$.....condition non vérifiée

$\Rightarrow$ Vu que la 2ème condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500}$$

Avec :

- $\overline{f_{adm}}$: la flèche admissible.

$$\overline{f_{adm}} = \frac{350}{500} = 0{,}7 \text{ cm}$$

- M_S : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 11,527 KN.m).
- E_V : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).
- I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : coefficients.

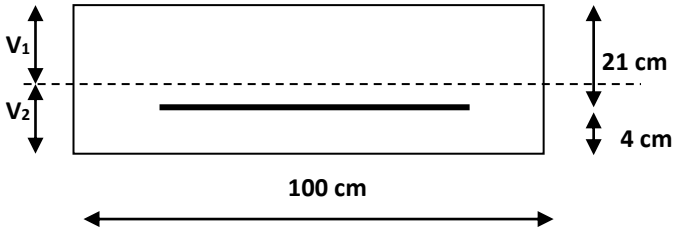
✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$

Avec : B_0 : la section homogène.

$B_0 = (100 \times 25) + (15 \times 4{,}52)$

$\Rightarrow$ $B_0 = 2567{,}8 \text{ cm}^2$



✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :**

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

$S_{xx} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + 15 \times 4{,}52 \times 21 \Rightarrow S_{xx} = 32673{,}8\ cm^2$

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \frac{32673{,}8}{2567{,}8} = 12{,}724\ cm \\ V_2 = h - V_1 = 25 - 12{,}724 = 12{,}276\ cm \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t \times (V_2 - c)^2$

$I_0 = \frac{100}{3} \times (12{,}724^3 + 12{,}276^3) + 15 \times 4{,}52 \times (12{,}276 - 4)^2 \Rightarrow I_0 = 134977{,}54\ cm^4$

✓ **Calcul des coefficients :**

$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b0}{b}\right)}$

Et : $\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4{,}52}{100 \times 21} \Rightarrow \rho = 0{,}00215$

D'où :

$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}00215 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 9{,}767$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9{,}767 = 3{,}906$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\,\rho\,\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{(4 \times 0{,}00215 \times 131{,}285) + 2{,}1} = 0{,}138$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \mu\,.\,\lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 134977{,}54}{1 + (0{,}138 \times 3{,}906)}$$

$$I_{fv} = 96473{,}419\ cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11{,}527 \times 10^4 \times 350^2}{10 \times 10818{,}865 \times 96473{,}419} = 1{,}35\ mm$$

On a :

$$f = 0{,}135\ cm < \overline{f_{adm}} = 0{,}7\ cm$$

$\Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion 1 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

✓ **Armatures principales :**

- **En travée : 4HA12 avec ST = 25 cm**
- **Aux appuis : 4HA12 avec ST = 25 cm**

✓ **Armatures de répartition : 4HA10 avec ST = 25 cm**

V-2-2) La 2ème volée :

V-2-2-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

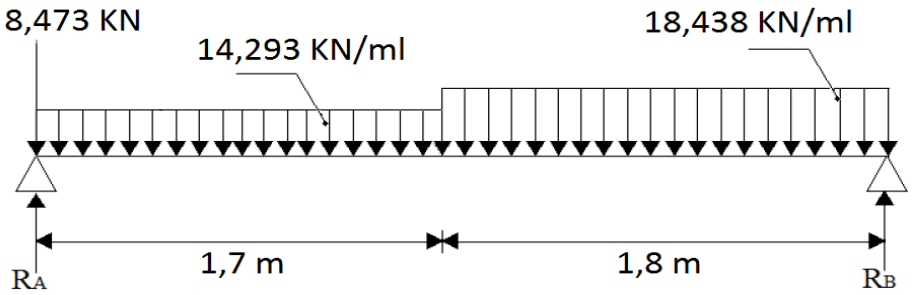


Figure V.1.7 : Schéma statique de la 2ème Volée à l'ELU

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0$$

$R_A + R_B = 8{,}473 + (14{,}293 \times 1{,}7) + (18{,}438 \times 1{,}8)$

$R_A + R_B = 65{,}959$ KN.

$$\sum M/_A = 0$$

$\sum M/_A = -(14{,}293 \times 1{,}7) \times (1{,}7/2) - (18{,}438 \times 1{,}8) \times (1{,}7 + 1{,}8/2) + R_B \times 3{,}5 = 0$

$R_B \times 3{,}5 = 106{,}943$ KN.m

D'où : **R_B = 30,555 KN**

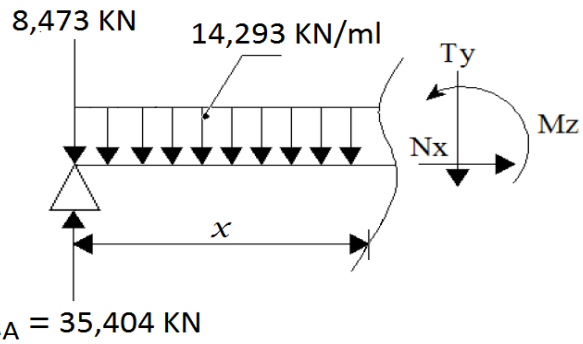
R_A = 35,404 KN

- **Efforts tranchants :**

➢ **1èr tronçon :** $0 \le x \le 1{,}7$ m

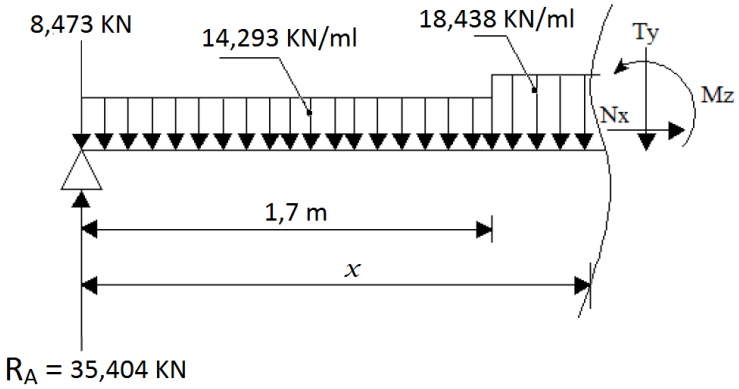
$T(y) = -q_{um} + R_A - q_{up}.x$

$T(y) = -8{,}473 + 35{,}404 - 14{,}293.x$



$\begin{cases} T(x = 0) = 26{,}931 \text{ KN} \\ T(x = 1{,}7) = 2{,}632 \text{ KN} \end{cases}$

➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m



$T(x) = -q_{um} + R_A - q_{up} \times 1{,}7 - q_{uv}(x - 1{,}7)$

$T(x) = -8{,}473 + 35{,}404 - 14{,}293 \times 1{,}7 - 18{,}438(x - 1{,}7)$

$\begin{cases} T(x = 1{,}7) = 2{,}632 \text{ KN} \\ T(x = 3{,}5) = -30{,}555 \text{ KN} \end{cases}$

- **Moments fléchissant :**

➢ **1èr tronçon :** $0 \leq x \leq 1{,}7$ m

$M(z) = -q_{um}.x + R_A.x - q_{up}.\frac{x^2}{2}$

$M(z) = -8{,}473.x + 35{,}404.x - 14{,}293.\frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1{,}7) = 25{,}129 \text{ KN.m} \end{cases}$

➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m

$$M(z) = -q_{um}.x + R_A.x - q_{up} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{uv}.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

$$M(z) = -8{,}473.x + 35{,}404.x - 14{,}293 \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - 18{,}438.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

$M(x = 1{,}7) = 25{,}129$ KN.m

$M(x = 3{,}5) = 0$ KN.m

→ Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T(y) = = -8{,}473 + 35{,}404 - 14{,}293 \times 1{,}7 - 18{,}438\,(x - 1{,}7) = 0 \Rightarrow x = 1{,}842$ m

En remplaçant la valeur de ($x = 1{,}842$ m) dans l'équation :

$$M(z) = -q_{um}.x + R_A.x - q_{up} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{uv}.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

On aura : ⇨ $M(z)^{max} = 25{,}317$ KN.m

✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $\mathbf{M_{(z)}^{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

→ **Ma = – 0,3 M_0**

→ **Mt = 0,85 M_0**

D'où :

$M_0 = M_{(z)}^{max} = 25{,}317$ KN.m

Ma = – 0,3 x 25,317 = – 7,595 KN.m

Mt = 0,85 x 25,317 = 21,519 KN.m

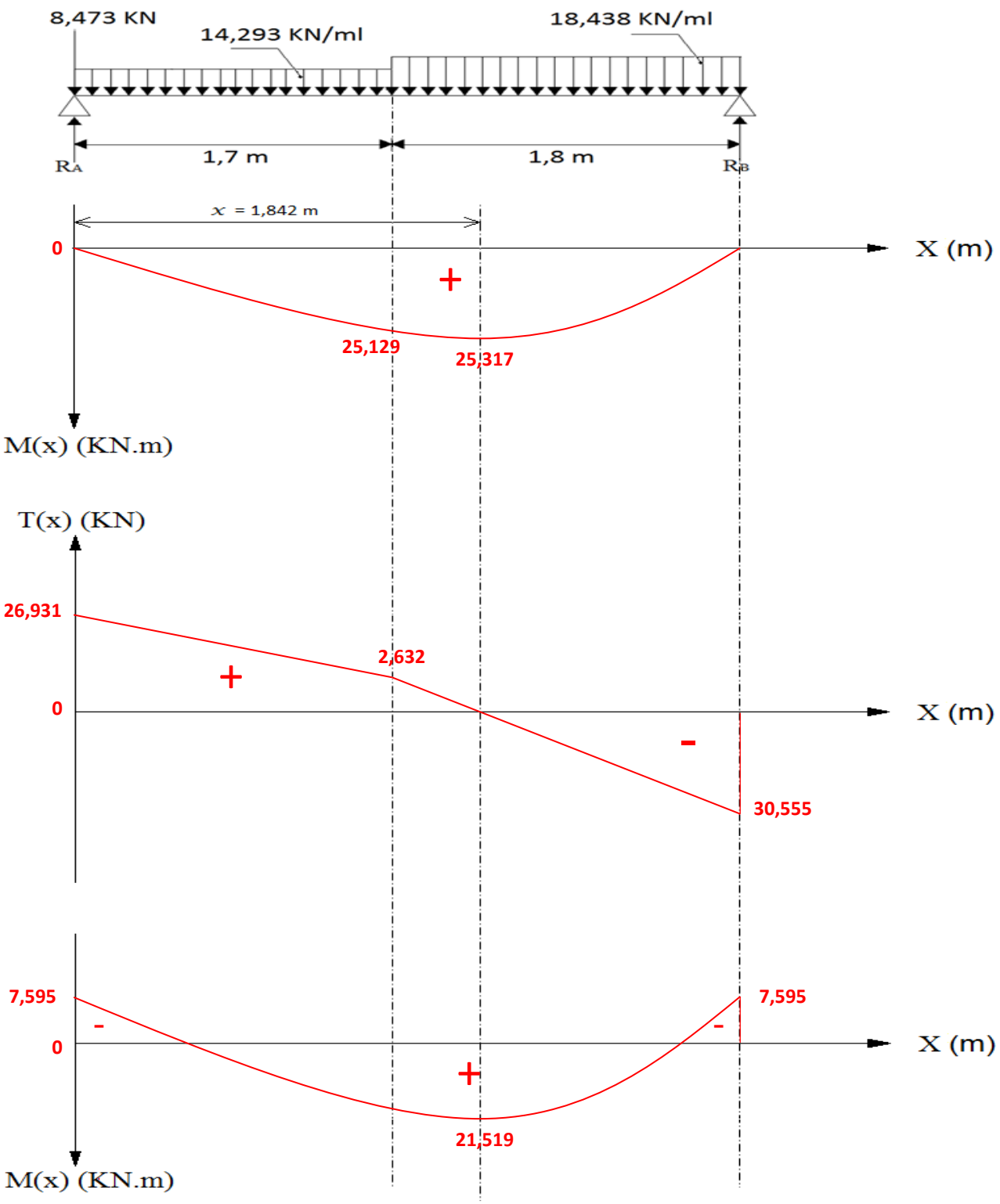
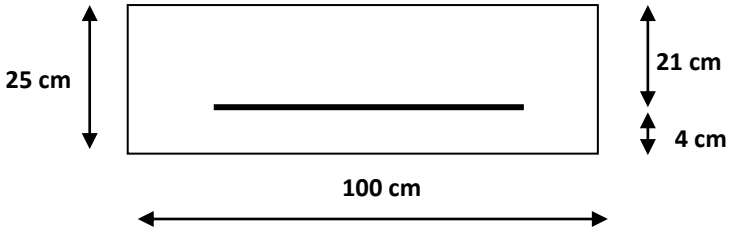


Figure V.1.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

V-2-2-2) Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de (1m) :

On a:
- b = 100 cm
- h = 25 cm (l'épaisseur de la paillasse)
- c = 4 cm
- d = h – c = 25 – 4 = 21 cm



➢ En travée :

→ **M_t = 21,519 KN. m**

✓ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21{,}519 \times 10^3}{100 \times 21^2 \times 14{,}2} = 0{,}034$$

$\mu = 0{,}034 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec :
- $\mu = 0{,}034$ → $\beta = 0{,}983$
- $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{21{,}519 \times 10^3}{0{,}983 \times 21 \times 348} = 2{,}99 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** ⇒ A_{st} **= 4,52 cm² /ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** ⇒ A_r **= 3,14 cm²/ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

➢ **Aux appuis :**

→ **Map = 7,595 KN. m**

✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,595 \times 10^3}{100 \times 21^2 \times 14,2} = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_\ell = 0,392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0,012$ → $\beta = 0,994$; $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{7,595 \times 10^3}{0,994 \times 21 \times 348} = 1,045 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** ⇒ A_{ap} **= 4,52 cm² /ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** ⇒ A_r **= 3,14 cm²/ml**

Avec : un espacement **St = 25 cm.**

V-2-2-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la **CNF** :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 2,535 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,535 \text{ cm}^2$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,535 \text{ cm}^2$ ⟶ Condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$ avec : $V_u^{max} = 30,555$ KN

$\overline{\tau_u} = 3,33$ MPa (fissuration peu préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]**

$\tau_u = \dfrac{30{,}555 \times 10^3}{1000 \times 210} = 0{,}145$ MPa

$\Rightarrow \quad \tau_u = 0{,}145$ MPa $<$ $\overline{\tau_u} = 3{,}33$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

$$\frac{2\,V_u}{b_0\,0{,}9\,d} \leq 0{,}8\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a : $V_u^{max} = 30{,}555$ KN

$\dfrac{2 \times 30{,}555 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 210} = 0{,}323$ Mpa

$0{,}8 \times \dfrac{25}{1{,}5} = 13{,}33$ Mpa

$0{,}323$ MPa $\leq$ $13{,}33$ MPa

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \dfrac{1{,}15}{400}\left(26{,}931 + \dfrac{7{,}595}{0{,}9 \times 0{,}21}\right) \times 10 = 1{,}929$ cm²

→ $\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \dfrac{1{,}15}{400}(30{,}555) \times 10 = 0{,}878$ cm²

On a : $A_{sa\ adopté} = 4{,}52$ cm² $> \left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 1{,}929$ cm² $\longrightarrow$ Condition vérifiée

Et, on a : $A_{st\ adopté} = 4{,}52$ cm² $> \left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 0{,}878$ cm² $\longrightarrow$ Condition vérifiée

⟹ Donc on n'a pas besoin de prolonger les armatures (les armatures adoptées sont suffisantes).

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3** du **BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

⇨ En travée :

$\sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 150{,}72$ mm

$\tau_{se} = \frac{30{,}555 \times 10^3}{0{,}9 \times 210 \times 150{,}72} = 1{,}07$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 1{,}07$ MPa $\leq \overline{\tau_{seu}} = 3{,}15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

⇨ Aux appuis :

$\sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 150{,}72$ mm

$\tau_{se} = \frac{30{,}555 \times 10^3}{0{,}9 \times 210 \times 150{,}72} = 1{,}07$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 1{,}07$ MPa $\leq \overline{\tau_{seu}} = 3{,}15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres aux appuis : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

→ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$ ⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

✓ Armatures principales :

➢ En travée :

$L_S = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 422{,}53$ mm

On prend : L_S = **45 cm**

➢ Aux appuis :

$L_S = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 422{,}53$ mm

On prend : L_S = **45 cm**

✓ Armatures de répartition :

$L_S = \frac{10}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 352{,}112$ mm

On prend : L_S = **40 cm**

→ **[L'article A.6.1.253 du BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : « $L_c = 0{,}4\ L_s$ » pour les aciers **HA**.

✓ **Armatures principales :**

➢ **En travée :**

L_c = 0,4 x 45 = 18 cm

➢ **Aux appuis :**

L_c = 0,4 x 45 = 18 cm

✓ **Armatures de répartition :**

L_c = 0,4 x 40 = 16 cm

6) Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du BAEL 90 mod 99].

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

Aux appuis : S_t = 25 cm

En travée : S_t = 25 cm

$\leq$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

Aux appuis : S_t = 25 cm

En travée : S_t = 25 cm

$\leq$ min (3h ; 33 cm) = 33 cm ⟶ Condition vérifiée.

V-2-2-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

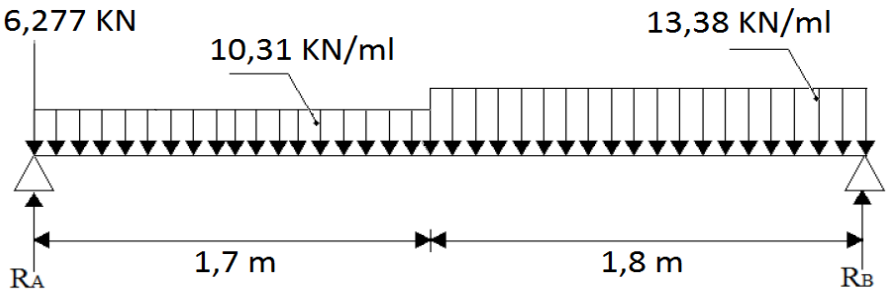


Figure V.1.8 : Schéma statique de la 2ème Volée à l'ELS

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

∑ F = 0

$R_A + R_B = 6,277 + (10,31 \times 1,7) + (13,38 \times 1,8)$

$R_A + R_B = 47,88$ KN.

$\sum M/_A = 0$

$\sum M/_A = -(10,31 \times 1,7) \times (1,7/2) - (13,38 \times 1,8) \times (1,7 + 1,8/2) + R_B \times 3,5 = 0$

$R_B \times 3,5 = 77,516$ KN.m

D'où : **R_B = 22,147 KN**

R_A = 25,733 KN

- **Efforts tranchants :**

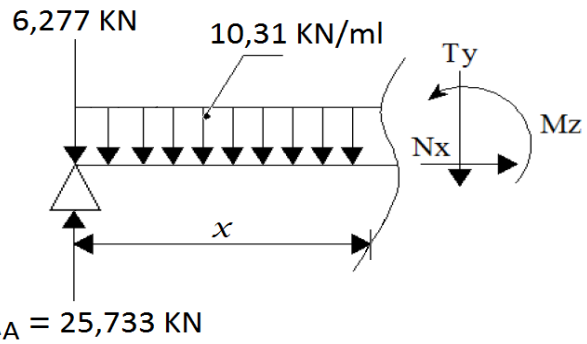
➢ **1ère tronçon :** $0 \leq x \leq 1,7$ m

$T(y) = -q_{sm} + R_A - q_{sp}.x$

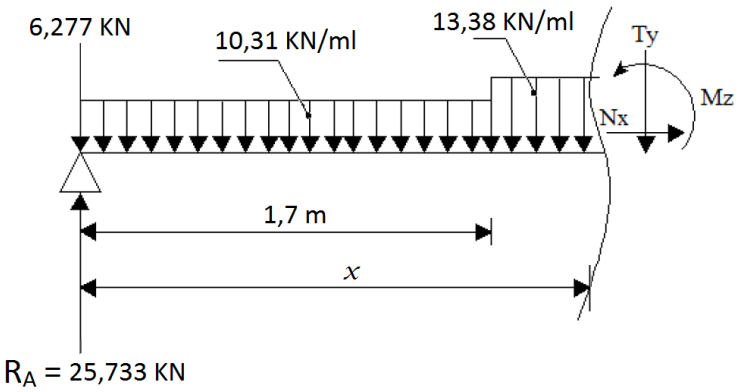
$T(y) = -6,277 + 25,733 - 10,31.x$

$T(x = 0) = 19,456$ KN

$T(x = 1,7) = 1,929$ KN



➢ **2ème tronçon :** $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m



$T(x) = -q_{sm} + R_A - q_{sp} \times 1{,}7 - q_{sv}(x - 1{,}7)$

$T(x) = -6{,}277 + 25{,}733 - 10{,}31 \times 1{,}7 - 13{,}38(x - 1{,}7)$

$T(x = 1{,}7) = 1{,}929$ KN

$T(x = 3{,}5) = -22{,}155$ KN

- **Moments fléchissant :**

➢ **1èr tronçon :** $0 \leq x \leq 1{,}7$ m

$$M(z) = -q_{sm}.x + R_A.x - q_{sp}.\frac{x^2}{2}$$

$$M(z) = -6{,}277.x + 25{,}733.x - 10{,}31.\frac{x^2}{2}$$

$M(x = 0) = 0$ KN.m

$M(x = 1{,}7) = 18{,}177$ KN.m

2ème tronçon : $1{,}7 \leq x \leq 3{,}5$ m

$$M(z) = -q_{sm}.x + R_A.x - q_{sp} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{sv}.\left(\frac{(x - 1{,}7)^2}{2}\right)$$

$$M(z) = -6{,}277.x + 25{,}733.x - 10{,}31 \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - 13{,}38.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

$\begin{cases} M(x = 1{,}7) = 18{,}177 \text{ KN.m} \\ M(x = 3{,}5) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

→ Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T(y) = -6{,}277 + 25{,}733 - 10{,}31 \times 1{,}7 - 13{,}38\,(x - 1{,}7) = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 1{,}844$ m

En remplaçant la valeur de (x = 1,844 m) dans l'équation :

$$M(z) = -q_{sm}.x + R_A.x - q_{sp} \times 1{,}7.\left(x - \frac{1{,}7}{2}\right) - q_{sv}.\left(\frac{(x-1{,}7)^2}{2}\right)$$

On aura : ⇨ $M(z)^{max}$ = 18,316 KN.m

✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $\mathbf{M_{(z)}^{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

→ **Ma = – 0,3 M_0**

→ **Mt = 0,85 M_0**

D'où :

$M_0 = M_{(z)}^{max}$ = 18,316 KN.m

Ma = – 0,3 x 18,316 = – 5,494 KN.m

Mt = 0,85 x 18,316 = 15,568 KN.m

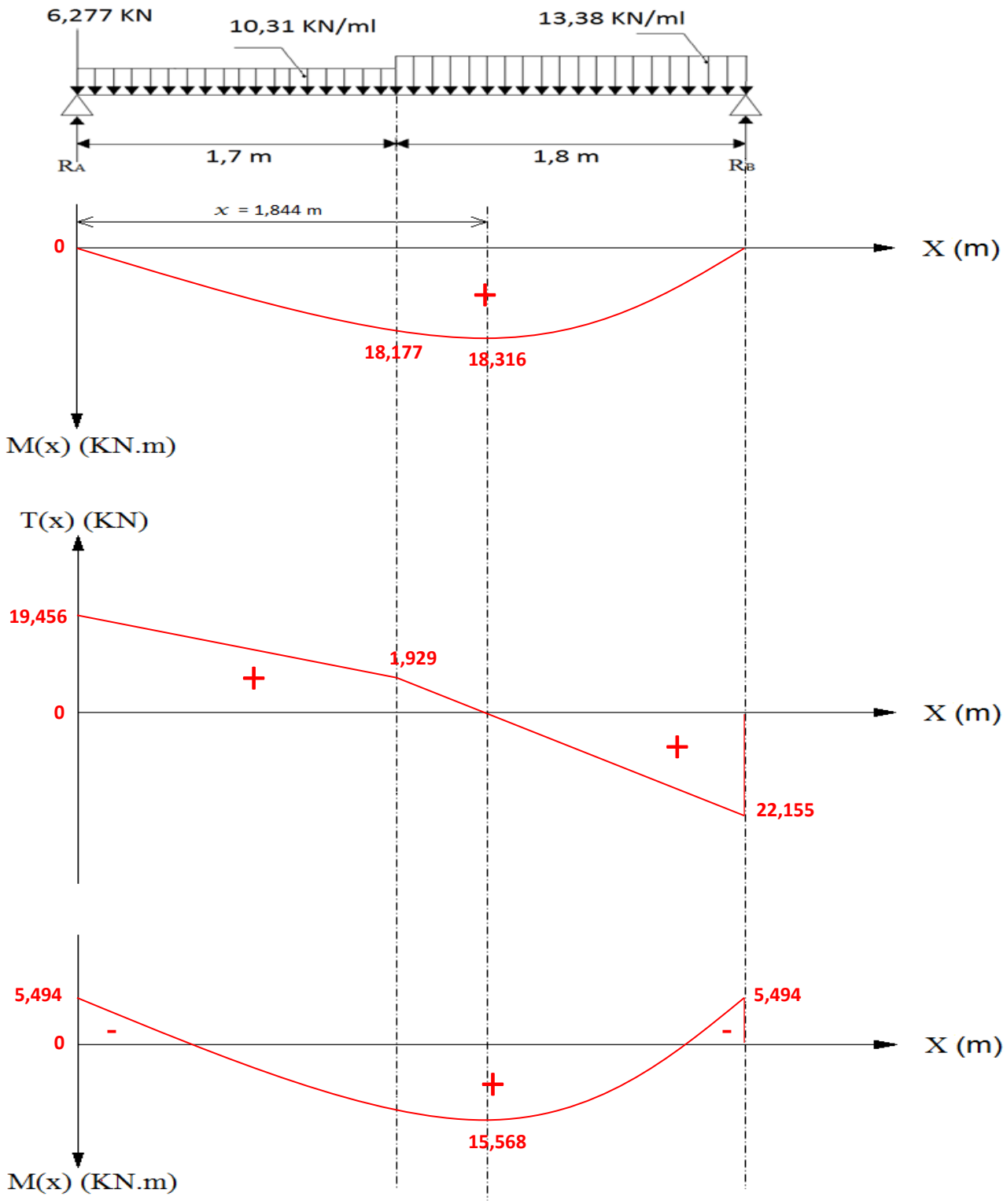


Figure V.1.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

V-2-2-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Aux appuis :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_{ap} = 5{,}494 \text{ KN .m} \\ A_{ap} = 4{,}52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}52}{100 \times 21} = 0{,}215 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}925 \\ K_1 = 51{,}67 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5{,}494 \times 10^3}{0{,}925 \times 21 \times 4{,}52} = 62{,}573 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 62{,}573$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{62,573}{51,67} = 1,21 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} = 1,21$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

b) En travée :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $M_s^t = 15,568$ KN.m ; $A_{st} = 4,52$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 21} = 0,215 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,568 \times 10^3}{0,925 \times 21 \times 4,52} = 177,31 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 177,31$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177,31}{51,67} = 3,431 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} = 3,431$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

➢ **État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99]**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ .....(1) { h : hauteur de la paillasse. ; L : longueur de la plus grande travée. }
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ .....(2) { Mt : moment max en travée. ; M0 : moment max isostatique. }
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .....(3) { f_e : limite d'élasticité de l'acier. ; As : section d'armature en travée. }

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0,071 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$.....Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0,071 \geq \frac{15,568}{10 \times 18,316} = 0,0849$.....Condition non vérifiée

⟹ Vu que la 2ème condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad < \quad \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500}$$

Avec :

- $\overline{f_{adm}}$: la flèche admissible.

$$\overline{f_{adm}} = \frac{350}{500} = 0{,}7 \text{ cm}$$

- M_s : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 15,568 KN.m)
- E_v : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).
- I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : coefficients.

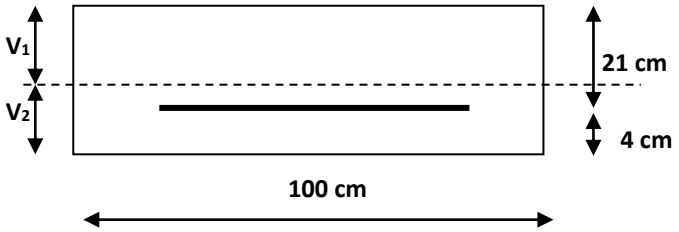
✓ Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$

Avec : B_0 : la section homogène.

$B_0 = (100 \times 25) + (15 \times 4{,}52)$

$\Rightarrow$ $B_0 = 2567{,}8 \text{ cm}^2$



✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :**

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + 15 \times 4{,}52 \times 21 \quad \Rightarrow \quad S_{xx} = 32673{,}8\ cm^2$$

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \dfrac{32673{,}8}{2567{,}8} = 12{,}724\ cm \\ V_2 = h - V_1 = 25 - 12{,}724 = 12{,}276\ cm \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (12{,}724^3 + 12{,}276^3) + 15 \times 4{,}52 \times (12{,}276 - 4)^2 \quad \Rightarrow \quad I_0 = 134977{,}54\ cm^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b0}{b}\right)}$$

Et : $\rho = \dfrac{A_t}{b \times d} = \dfrac{4{,}52}{100 \times 21} \quad \Rightarrow \quad \rho = 0{,}00215$

D'où :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00215 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 9,767$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9,767 = 3,906$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75\, f_{t28}}{4\, \rho\, \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,00215 \times 177,31) + 2,1} = 0,013$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1,1\, I_0}{1 + \mu\, .\, \lambda_v} = \frac{1,1 \times 136130,752}{1 + (0,013 \times 3,906)}$$

$$I_{fv} = 142507,577\ cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{15,568 \times 10^4 \times 350^2}{10 \times 10818,865 \times 142507,577} = 1,237\ mm$$

On a :

$$f = 0,1237\ cm < \overline{f_{adm}} = 0,7\ cm$$

$\Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée

Conclusion 2 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

- ✓ **Armatures principales :**
  - ➢ **En travée :** **4HA12 avec ST = 25 cm**
  - ➢ **Aux appuis :** **4HA12 avec ST = 25 cm**
- ✓ **Armatures de répartition :** **4HA10 avec ST = 25 cm**

V-2 Calcul des poutres palières :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier et de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée à ces deux extrémités dans les poteaux. Sa portée est de 3,2 m (entre nu d'appuis).

Pour notre escalier, on a deux poutres palières, leurs portées sont de 3,2 m (entre nu d'appuis).

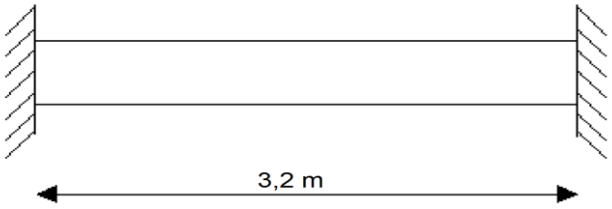


Figure V.2.1 : Schéma statique des poutres palières

Remarque :
On exposera un exemple de calcul de nos poutres palières qui est celle de la **2ème volée**.

→ Pré dimensionnement de la poutre palière :

Le dimensionnement d'une poutre palière il est donné comme suit :

- La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur : $0{,}4\, h_t \leq b \leq 0{,}7\, h_t$

✓ **La hauteur :**

L_{max} = 3,2 m

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \longrightarrow 21{,}333 \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On adoptera : → **h_t = 30 cm.**

✓ **La largeur :**

0,4 x 30 ≤ b ≤ 0,7 x 30 ⟶ 12 ≤ b ≤ 21 cm

On adoptera : → **b = 20 cm.**

Donc : (b x h) = (20 x 30) cm^2

→ Vérification des exigences RPA99/Version2003 :

Ces dimensions doivent aussi respecter les conditions exigées par **[L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003]** :

Conditions			
$b \geq 20$ cm	$h \geq 30$ cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	**Vérifications**
20	**30**	$\frac{h}{b}$ = 1,16	**Conditions Vérifiées**

Tableau V.2.1 : Vérification des dimensions de la poutre palière aux conditions exigées par RPA99/Version2003

→ Détermination des charges et des surcharges :

- **Poids propre de la poutre :**

G = 0,2 x 0,3 x 25 = 1,5 KN/ml

- **Réaction du palier à l'appui A :**

À l'ELU : R_{Au} = 35,404 KN/ml

À l'ELS : R_{As} = 25,733 KN/ml

→ Combinaisons des charges :

À l'ELU :

q_u = 1,35G + 1,5Q avec : 1,5Q = R_{Au}

q_u = (1,35 × 1,5 + 35,404) = 37,429 KN/ml

À l'ELS :

q_S = G + Q avec : Q = R_{As}

q_S = 1,5 + 25,733 = 27,233 KN/ml

V-2-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

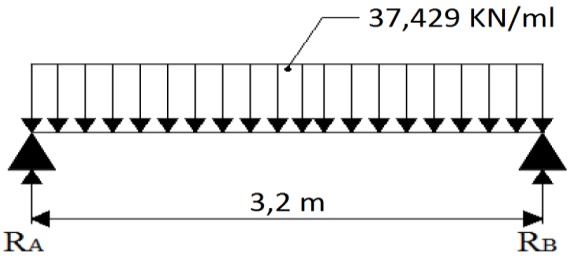


Figure V.2.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

- **Réactions d'appuis :**

q_u = 37,429 KN/ml

$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37,429 \times 3,2}{2}$ = 59,8864 KN

- **Moment isostatique :**

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{37,429 \times 3,2^2}{8} = 47,909$ KN.m

- **Efforts tranchants :**

$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37,429 \times 3,2}{2} = 59,8864$ KN

→ En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

➢ **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0,3\ M_0$

$M_A = M_B = -0,3 \times 47,909 =$ **$-$ 14,372 KN.**

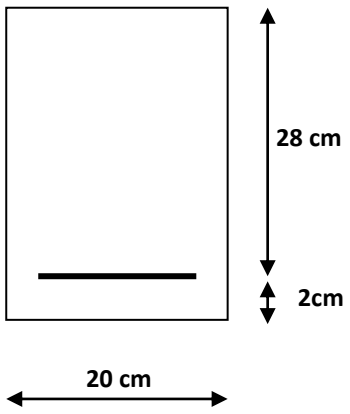
➢ **En travée :** $M_t = 0,85\ M_0$

$M_t = 0,85\ M_0 = 0,85 \times 47,909 =$ **40,722 KN.m**

V-2-2) Ferraillage à l'ELU :

Calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

b = 20 cm ; h = 30 cm ; c = 2 cm ; d = 28 cm.



- **Les armatures longitudinales :**

➢ **En travée :**

→ **M_t = 40,722 KN. m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40,722 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,182$$

$\mu = 0,182 < \mu_\ell = 0,392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$\mu = 0,182 \longrightarrow \beta = 0,899$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40{,}722 \times 10^3}{0{,}899 \times 28 \times 348} = 4{,}648 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 3HA16 = 6,03 cm²**

➢ **Aux appuis :**

→ **M_a = 14,372 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14{,}372 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14{,}2} = 0{,}064$$

$\mu = 0{,}064 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}064 \longrightarrow \beta = 0{,}967$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14{,}372 \times 10^3}{0{,}967 \times 28 \times 348} = 1{,}525 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 3HA12 = 3,39 cm²**

• **Les armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]** :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

• ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;

• h : hauteur de la poutre palière ;

• b : largeur de la poutre palière.

$$\phi \leq \min\left\{\frac{300}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{200}{10}\right\} = \min\{8{,}57 ; 16 ; 20\} = 8{,}57 \text{ mm}$$

→ On choisit **un cadre ϕ8** avec **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

V-2-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 20 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}676 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 6{,}03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}676 \text{ cm}^2$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 3{,}39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}676 \text{ cm}^2$ ⟶ Condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d}$; $V_u^{max} = 59{,}8864$ KN

$\overline{\tau_u} = 3{,}33$ MPa (fissuration peu préjudiciable) [article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

$$\tau_u = \frac{59{,}8864 \times 10^3}{200 \times 280} = 1{,}069 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1{,}069 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33$ ⟶ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

$$\frac{2\,V_u}{b\,0{,}9\,d} \leq 0{,}8\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad \text{on a : } V_u^{max} = 59{,}8864 \text{ KN}$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{2 \times 59{,}8864 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 280} = 2{,}376 \text{ Mpa} \\ 0{,}8 \text{ x } \dfrac{25}{1{,}5} = 13{,}33 \text{ Mpa} \end{array}\right\} \quad 2{,}376 \text{ MPa} \leq 13{,}33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(59{,}8864 + \frac{14{,}372}{0{,}9 \times 0{,}28}\right) \times 10 = 3{,}361\ cm^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}(59{,}8864) \times 10 = 1{,}721\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté} = 3{,}39\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 3{,}361\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

Et, on a : $A_{st\ adopté} = 6{,}03\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 1{,}721\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée et les armatures adoptées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger les armatures).

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\ \sum U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- A_{si} : un paquet des barres.
- A_s : la section totale des armatures tendues.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1,5$).
- $\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet ($\sum U_i = n.\pi.\phi$).

➢ **En travée :**

On a : 3HA16

➔ Toutes les barres sont de même diamètre, la formule devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s . f_{t28}$$

D'où : $\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 16 = 150,72$ mm

$$\tau_{se} = \frac{59,8864 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,58 \text{ Mpa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$\tau_{se} = 1,58$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3,15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

On a : 3HA12

➔ Toutes les barres sont de même diamètre, la formule devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s . f_{t28}$$

D'où : $\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04$ mm

$\tau_{se} = \dfrac{59{,}8864 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 113{,}04} = 2{,}102$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 2{,}102$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

→ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_S}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$ ⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

➢ **En travée :**

→ Pour Ø16 : $L_S = \dfrac{16}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 563{,}38$ mm ⟶ On prend : L_S **= 60 cm**

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø12 : $L_S = \dfrac{12}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 422{,}53$ mm ⟶ On prend : L_S **= 45 cm**

→ **[L'article A.6.1.253** du **BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : **« 0,4** L_S » pour les aciers **HA**.

➢ **En travée :**

→ Pour Ø16 : $L_c = 0{,}4 \times 60 = 24$ cm

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø12 : $L_c = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm

6) Pourcentage minimum des armatures longitudinale :

D'après **[L'article 7.5.2 du RPA99/Version2003]** :

$$\sum A_{s\ adopté} \geq 0{,}005 \times b \times h$$

➢ **En travée :**

$\sum A_{s\ adopté} = 3HA16 = 6{,}03\ cm^2$

$\sum A_{s\ adopté} = 6{,}03\ cm^2 \geq 0{,}005 \times 20 \times 30 = 3\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

$\sum A_{s\ adopté} = 3HA12 = 3{,}39\ cm^2$

$\sum A_{s\ adopté} = 3{,}39\ cm^2 \geq 0{,}005 \times 20 \times 30 = 3\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

7) Espacement des cadres :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]** l'espacement est donné selon les deux zones :

➢ **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\ \Phi_l\right)$

$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}\ ;\ 12 \times 1{,}2\right) = \min(7{,}5\ ;\ 14{,}4) = 7{,}5\ cm$

Soit : → $S_t = 7\ cm$

➢ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\ cm$

Soit : → $S_t = 14\ cm$

8) Vérification de la quantité des armatures transversales :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]** la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq A_{t\ min} = 0{,}003 \times S_t \times b$$

➢ **En zone nodale :**

$A_{t\ min} = 0{,}003 \times 7 \times 20 = 0{,}42\ cm^2$

On a : $A_t = 1{,}00\ cm^2 > A_{t\ min} = 0{,}42\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **En zone courante :**

$A_{t\,min}$ = 0,003 x 14 x 20 = 0,84 cm^2

On a : A_t = 1,00 cm^2 > $A_{t\,min}$ = 0,84 cm^2 ⟶ Condition vérifiée

9) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2 du CBA93] :** $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$\frac{1{,}00 \times 400}{20 \times 7}$ = 2,85 MPa ≥ 0,4 MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$\frac{1{,}00 \times 400}{20 \times 14}$ = 1,428 MPa ≥ 0,4 MPa ⟶ condition vérifiée

V-2-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

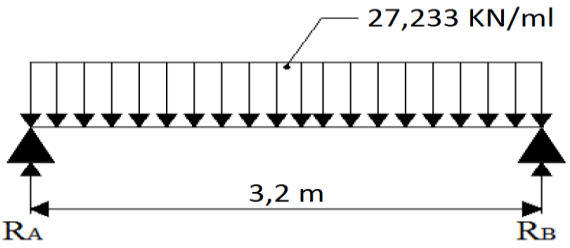


Figure V.2.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

- **Réactions d'appuis :**

q_S = 27,233 KN/ml

$R_A = R_B = \frac{q_S \times l}{2} = \frac{27{,}233 \times 3{,}2}{2}$ = 43,579 KN

- **Moment isostatique :**

$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{27{,}233 \times 3{,}2^2}{8} = 34{,}858$ KN.m

- **Efforts tranchants :**

$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27{,}233 \times 3{,}2}{2} = 43{,}579$ KN

→ En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

➢ **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0{,}3\ M_0$

$M_A = M_B = -0{,}3 \times 34{,}858 = -10{,}457$ KN.m

➢ **En travée :** $M_t = 0{,}85\ M_0$

$M_t = 0{,}85\ M_0 = 0{,}85 \times 34{,}858 = 29{,}629$ KN.m

V-2-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\ f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

a) Aux appuis :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$ avec : M_{ap} = 10,457 KN .m ; A_{ap}= 3,39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \longrightarrow \beta_1 = 0,885 \; ; \; K_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,457 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 124,48 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 124,48 MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{124,48}{28,48}$ = 4,370 MPa

On a : σ_{bc} = 4,370 MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ Condition vérifiée

b) En travée :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : M_s^t = 29,629 KN .m ; A_{St} = 6,03 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 6{,}03}{20 \times 28} = 1{,}076 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}856 \\ K_1 = 19{,}72 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{29{,}629 \times 10^3}{0{,}856 \times 28 \times 6{,}03} = 205{,}006 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 205{,}006$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ Condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{205{,}006}{19{,}72} = 10{,}395$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 10{,}395$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

➢ **État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91 réviser 99]**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ .....(1) { h : hauteur de la poutre palière. ; L : longueur libre de la poutre.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ .....(2) { M_t : moment max en travée. ; M_0 : moment max isostatique.
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ .....(3) { f_e : limite d'élasticité de l'acier. ; A_s : section d'armature en travée.

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{320} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{40}{320} = 0,125 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{29,629}{10 \times 34,858} = 0,0849$.....Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} = \frac{6,03}{20 \times 28} = 0,0107 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$.....Condition non vérifiée.

$\Rightarrow$ Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\overline{f_{adm}}$: la flèche admissible.

$\overline{f_{adm}} = \frac{320}{500} = 0,64$ cm

Ms : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 29,629 KN.m).

Ev : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).

I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1\, I_0}{1+\mu . \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : Coefficients.

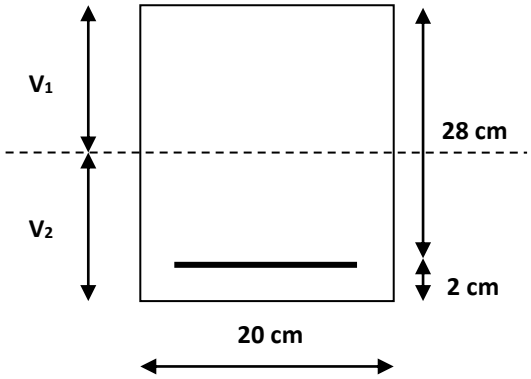
✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$

Avec : B_0 : la section homogène.

$B_0 = (20 \times 30) + (15 \times 6{,}03)$

$\Rightarrow \quad B_0 = 690{,}45\ cm^2$



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

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$S_{xx} = \frac{20 \times (30)^2}{2} + 15 \times 6{,}03 \times 28 \quad \Rightarrow \quad S_{xx} = 11532{,}6\ cm^2$$

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \dfrac{11532{,}6}{690{,}45} = 16{,}703\ cm \\ V_2 = h - V_1 = 30 - 16{,}703 = 13{,}297\ cm \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{20}{3} \times (16{,}703^3 + 13{,}297^3) + 15 \times 6{,}03 \times (13{,}297 - 2)^2 \quad \Rightarrow \quad I_0 = 58283{,}554\ cm^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b}{b}\right)}$$

Et : $\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6{,}03}{20 \times 28} \Rightarrow \rho = 0{,}0107$

D'où :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0107 \times \left(2 + \frac{3 \times 20}{20}\right)} = 1{,}962$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1{,}962 = 0{,}784$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\, \rho\, \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{(4 \times 0{,}0107 \times 205{,}006) + 2{,}1} = 0{,}337$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 58283{,}554}{1 + (0{,}337 \times 0{,}784)}$$

$$I_{fv} = 50713{,}102\ cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{29{,}629 \times 10^4 \times 320^2}{10 \times 10818{,}865 \times 50713{,}102} = 5{,}529\ mm$$

$f = 0{,}552\ cm < \overline{f_{adm}} = 0{,}64\ cm$

$\Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

✓ **Armatures longitudinales :**

- **En travée :** **3HA16**
- **Aux appuis :** **3HA12**

✓ **Armatures transversales :**

- **En zone nodale :** **2HA8 avec ST = 7 cm**
- **En zone courante :** **2HA8 avec ST = 14 cm**

V-3) Calcul du balcon : (en dalle pleine)

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine (e = 15 cm) et il contient un garde corps de hauteur H = 1m en maçonnerie de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

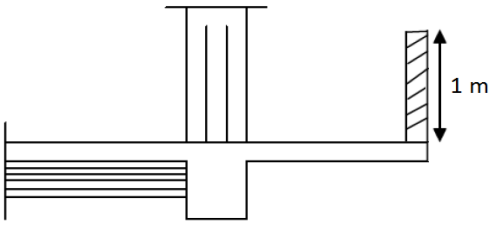


Figure V.3.1 : Coupe verticale d'un balcon

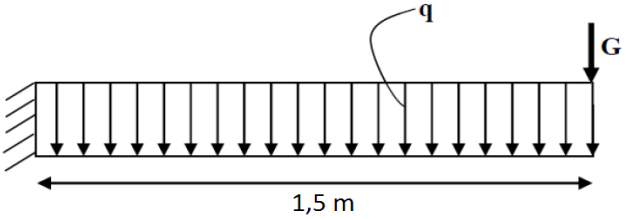


Figure V.3.2 : Schéma statique du balcon

→ Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

- **Charge et surcharge du balcon :**

$G = 5,49\ (KN/m^2) \times 1ml = 5,49\ KN/ml$

$Q = 3,5\ (KN/m^2) \times 1ml = 3,5\ KN/ml$

- **Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :**

$G_g = 1\ (KN/m^2) \times 1ml \times 1m = 1KN$

→ Combinaisons des charges :

À l'ELU :

Dalle : $q_{u1} = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$q_{u1} = 1{,}35 \times 5{,}49 + 1{,}5 \times 3{,}5 = 12{,}661\ KN/ml$

Garde corps : $q_{u2} = 1{,}35G_g$

$q_{u2} = 1{,}35 \times 1 = 1{,}35\ KN$

À l'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q$

$q_{s1} = 5{,}49 + 3{,}5 = 9\ KN/ml$

Garde corps : $q_{s2} = G_g$

$q_{s2} = 1\ KN$

V-3-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

- **Moments sollicitants :**

Moment dû à la charge q_{u1} : $M_1 = \frac{q_{u1} \times l^2}{2}$

Moment dû au Garde corps : $M_2 = q_{u2} \times L$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2$

$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times L$

$M_u = \frac{12,661 \times 1,5^2}{2} + 1,35 \times 1,5$

$M_u = 16,268$ KN.m

- **Efforts tranchants :**

Dû à la charge q_{u1} : $T_1 = q_{u1} \times L$

Dû au Garde corps : $T_2 = q_{u2}$

L'effort tranchant total est : $T_u = T_1 + T_2$

$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$

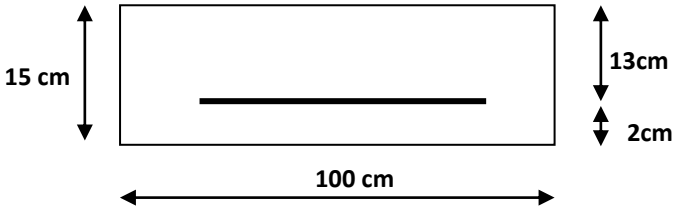
$T_u = 12,661 \times 1,5 + 1,35$

$T_u = 20,341$ KN

V-3-2) Ferraillage à l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement :

On a :
- b = 100 cm
- h = 15 cm
- c = 2 cm
- d = h – c = 15 – 2 = 13 cm



✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,268 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,067$$

$\mu = 0{,}067 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\begin{cases} \mu = 0{,}067 \rightarrow \beta = 0{,}965 \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

Donc :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{16{,}268 \times 10^3}{0{,}965 \times 13 \times 348} = 3{,}72 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** ⇒ $\mathbf{A_{st} = 5{,}65 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

Avec : **un espacement St = 20 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}412 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA8** ⇒ $\mathbf{A_r = 2{,}51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

Avec : **un espacement St = 20 cm.**

V-3-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 13 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}569 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{adopté} = 5{,}65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1{,}569 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b \times d} & \text{avec : } V_u^{max} = 20{,}341 \text{ KN} \\ \overline{\tau_u} = 2{,}5 \text{ MPa} & \text{(fissuration préjudiciable) } \textbf{[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{20{,}341 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ $\tau_u = 0{,}15$ MPa $<$ $\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

3) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \, . \, f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

$\sum U_i = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188{,}4$ mm

$$\tau_{se} = \frac{20{,}341 \times 10^3}{0{,}9 \times 130 \times 188{,}4} = 0{,}92 \text{ Mpa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}92$ MPa $\leq$ $\overline{\tau_{seu}} = 3{,}15$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée

$\Rightarrow$ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

4) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

4-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

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

On a : V_u^{max} = 20,341 KN

$$\frac{2 \times 20{,}341 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 130} = 0{,}347 \text{ Mpa}$$

$$0{,}8 \times \frac{25}{1{,}5} = 13{,}33 \text{ Mpa}$$

0,347 MPa ≤ 13,33 MPa

⟶ Condition vérifiée

4-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que :

$$A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$$

$$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = \frac{1{,}15}{400}\left(20{,}341 + \frac{16{,}268}{0{,}9 \times 0{,}13}\right) \times 10 = 4{,}582 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{s\ adopté}$ = 5,65 cm² > $\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max}$ = 4,582 cm² ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée et les armatures adoptées sont suffisantes (on n'a pas besoin d'ajouter les armatures).

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$ ⟹ $\tau_s = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

Armatures principales :

$L_S = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,84} = 422,53$ mm

On prend : L_S **= 45 cm**

Armatures de répartition :

$L_S = \frac{8}{4} \times \frac{400}{2,84} = 281,69$ mm

On prend : L_S **= 30 cm**

→ **[L'article A.6.1.253** du **BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à **:** « $L_c = 0,4\ L_s$ » pour les aciers **HA**.

Armatures principales :

$L_c = 0,4 \times 45 = 18$ cm

Armatures de répartition :

$L_c = 0,4 \times 30 = 12$ cm

6) Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du BAEL 90 mod 99].

→ La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc d'après **[L'article A.4.5.33 BAEL 90 mod 99]** dit que, dans le cas des dalles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2 h.

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 20$ cm
En travée : $S_t = 20$ cm

$<$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

Aux appuis : $S_t = 20$ cm
En travée : $S_t = 20$ cm

$<$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ Condition vérifiée.

V-3-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q \longrightarrow q_{s1} = 5{,}49 + 3{,}5 = 9$ KN/ml

Garde corps : $q_{s2} = G \longrightarrow q_{s2} = 1$ KN

- **Moments sollicitants :**

Moment dû à la charge q_{s1} : $M_1 = \frac{q_{s1} \times l^2}{2}$

Moment dû au Garde corps : $M_2 = q_{s2} \times L$

Le moment total est : $M_s = M_1 + M_2$

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = \frac{9 \times 1{,}5^2}{2} + 1 \times 1{,}5$$

$M_s = 11{,}625$ KN.m

- **Efforts tranchants :**

Dû à la charge q_{s1} : $T_1 = q_{s1} \times L$

Dû au Garde corps : $T_2 = q_{s2} \times 1m$

L'effort tranchant total est : $T_s = T_1 + T_2$

$T_s = q_{s1} \times L + q_{s2} \times L$

$T_s = 9 \times 1{,}5 + 1 \times 1m$

$T_s = 14{,}5$ KN

V-3-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

→ Notre balcon est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des fissurations préjudiciables.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_s = 11{,}625 \text{ KN .m} \\ A_s = 5{,}65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 13} = 0{,}434 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}899 \\ K_1 = 34{,}50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11{,}625 \times 10^3}{0{,}899 \times 13 \times 5{,}65} = 176{,}052 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 176{,}052$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$MPa ⟶ Condition vérifiée

⇒ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

→ **Contrainte dans le béton :**

D'après **[L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99] :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{176{,}052}{34{,}5} = 5{,}102$ MPa

donc : $\sigma_{bc} = 5{,}102$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⇒ La condition est vérifiée, alors il n ya pas de fissuration dans le béton comprimé.

➢ Etat limite de déformation :

→ D'après **[L'article A.8.1** du **BAEL 91 révisé 99],** nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \bullet\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \bullet\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$.....condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0{,}1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11{,}625}{10 \times 16{,}268} = 0{,}071$.....condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5{,}65}{100 \times 13} = 0{,}0043 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$.....condition vérifiée.

⇒ Puisque toutes les conditions sont vérifiées. Alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

- ✓ **Armatures principales : 5HA12 avec ST = 20 cm**
- ✓ **Armatures de répartition : 5HA8 avec ST = 20 cm**

V-4) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G), et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

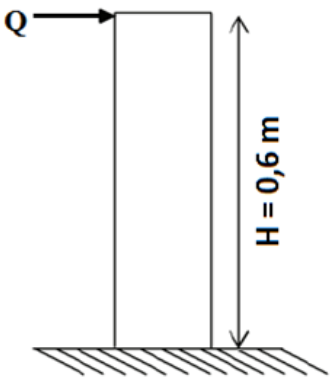


Figure V.4.1 : Schéma statique de l'acrotère

Avec :

- **Poids propre de 1m de longueur de l'acrotère :**

  G = 1,675 KN/ml

- **Effort horizontal dû à la main courante (charge d'exploitation) :**

  Q = 1 KN/ml

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

→ Calcul de la force sismique appliquée à l'acrotère :

D'après **[L'article 6.2.3 du RPA99/Version2003]** :

Les forces horizontales de calcul (F_P) agissantes sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- **F_P**: force horizontale pour les éléments non structuraux.
- **A** : coefficient d'accélération de zone (A = 0,25 en zone **III**, groupe d'usage **2**).
- **C_P** : facteur de force horizontale pour un élément en console (C_P = 0,8).
- **W_P** : poids de l'acrotère (W_P = G = 1,675 KN/ml × 1m pour une bande de 1m).

D'où :

$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,675 = 1,34$ KN

Q = 1 KN/ml × 1m pour une bande de 1m.

On a : $F_P = 1,34$ KN $>$ 1 KN

→ On remarque que l'action des forces horizontales (F_p) est supérieure à l'action de la main courante (Q) donc le ferraillage sera calculé sous l'action des forces horizontales (F_p).

D'où : $\begin{cases} G_{acrotère} = 1,675 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,34 \text{ KN/ml} \end{cases}$

V-4-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

- **Effort normal :**

$N_u = 1{,}35\ N_G$

$N_u = 1{,}35 \times 1{,}675 = 2{,}261$ KN

- **Efforts tranchants :**

$T_u = 1{,}5\ T_Q$

$T_u = 1{,}5 \times 1{,}34 = 2{,}01$ KN

- **Moments fléchissant :**

$M_u = 1{,}5\ M_f$

$M_u = 1{,}5 \times 0{,}804 = 1{,}206$ KN.m

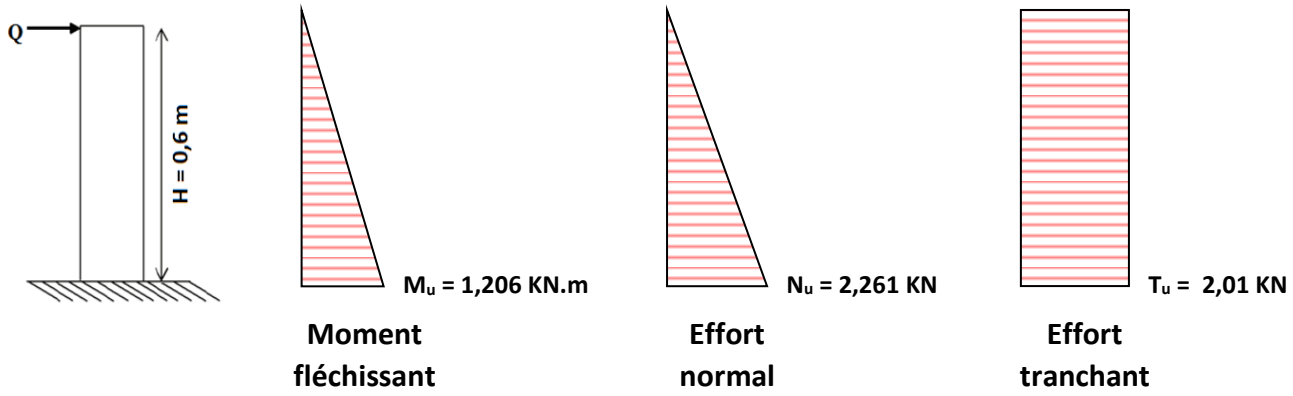


Figure V.4.2 : Diagrammes des efforts internes (M ; N et T) à l'ELU

V-4-2) Ferraillage à l'ELU :

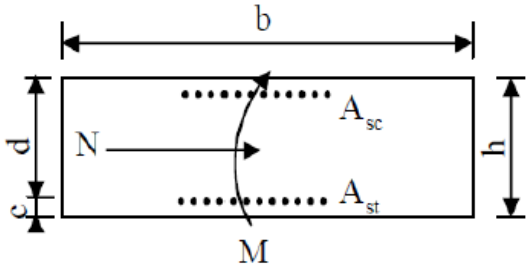
Le ferraillage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de largeur (h = 10 cm) et de longueur (b = 100 cm) :

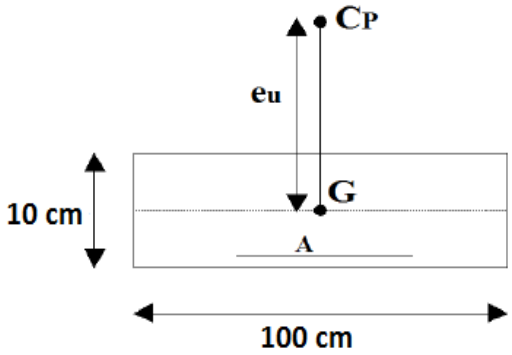
b = 100 cm

h = 10 cm

c = 3 cm car la zone est soumise aux condensations.

d = h – c = 10 – 3 = 7 cm





➢ **Position du centre de pression C_P :**

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,206}{2,261} = 0,533 \text{ m.}$$

$e_u = 53,3$ cm

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

Avec :

• M_U : moment dû à la compression.

• N_U : effort de compression.

• e_u : excentricité.

• c_p : centre de pression.

e_u= 53,3 cm $>$ $\frac{h}{2}$ – C = 2cm → Le centre de pression (c_p) (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

D'où :

$M_f = N_u \times g$ avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$M_f = 2{,}261 \times (0{,}533 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}03) = 1{,}25$ KN.m

✓ **Armatures fictives** (flexion simple) **:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1{,}25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14{,}2} = 0{,}018$$

$\mu = 0{,}018 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}018$ → $\beta = 0{,}991$; σ_{st} = 348 MPa

Donc :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{1{,}25 \times 10^3}{0{,}991 \times 7 \times 348} = 0{,}517 \text{ cm}^2$$

$A_{stf} = 0{,}517$ cm²

✓ **Armatures réelles** (flexion composée) **:**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}517 - \frac{2{,}261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0{,}452 \text{ cm}^2$$

A_{st} = 0,452 cm²

V-4-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d}\right]$$

Avec :

$M_s = M_f = 0,804$ KN.m

$N_s = N_G = 1,675$ KN

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,804}{1,675} = 0,48 \text{ m.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400}\left[\frac{48 - 0,45 \times 7}{48 - 0,185 \times 7}\right] = 0,811 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 0,452$ cm² < $A_{min} = 0,811$ cm² → Condition non vérifiée donc : le ferraillage se fera avec

$A_{min} = 0,811$ cm²

Soit : ⇒ **A_{st} = 05HA8 = 2,51 cm²/ml**

Avec : **un espacement St = 20 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{400} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_r = 05HA8 = 2,51 cm²/ml**

Avec : **un espacement St = 20 cm.**

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b \times d} & \text{avec : } V_u^{max} = 2{,}01 \text{ KN} \\ \overline{\tau_u} = 2{,}5 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)} \quad \textbf{[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{2{,}01 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0{,}0287 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ $\tau_u = 0{,}0287$ MPa $<$ $\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

3) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \, . \, f_{t28}$$

Avec :

- $\overline{\tau_{se}}$: contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- τ_u : contrainte d'adhérence ultime.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

$\sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 8 = 125{,}6$ mm

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{2{,}01 \times 10^3}{0{,}9 \times 70 \times 125{,}6} = 0{,}254 \text{ Mpa} \\ \overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa} \end{array}\right\} \quad \tau_u = 0{,}254 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Longrightarrow$ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

4) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

→ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \Rightarrow \tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

$L_S = \frac{8}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 281{,}69$ mm

On prend : L_S **= 30 cm**

→ **[L'article A.6.1.253 du BAEL 90 mod 99]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : « $L_c = 0{,}4\ L_s$ » pour les aciers **HA**.

$L_c = 0{,}4 \times 30 = 12$ cm

5) Espacement des barres : [L'article A.8.2.42 du BAEL 90 mod 99].

→ La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc d'après **[L'article A.4.5.33 BAEL 90 mod 99]** dit que, dans le cas des dalles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2 h.

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$S_t = 20$ cm $\leq$ min (2h ; 25 cm) = 20 cm ⟶ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$S_t = 20$ cm $\leq$ min (2h ; 25 cm) = 20 cm ⟶ Condition vérifiée.

V-4-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

$q_S = 1,35G + 1,5Q$

- **Effort normal :**

$N_s = G$

$N_s = 1,675$ KN

- **Efforts tranchants :**

$T_s = Q$

$T_s = 1,34$ KN

- **Moments fléchissant :**

$M_s = M_f$

$M_s = 0,804$ KN.m

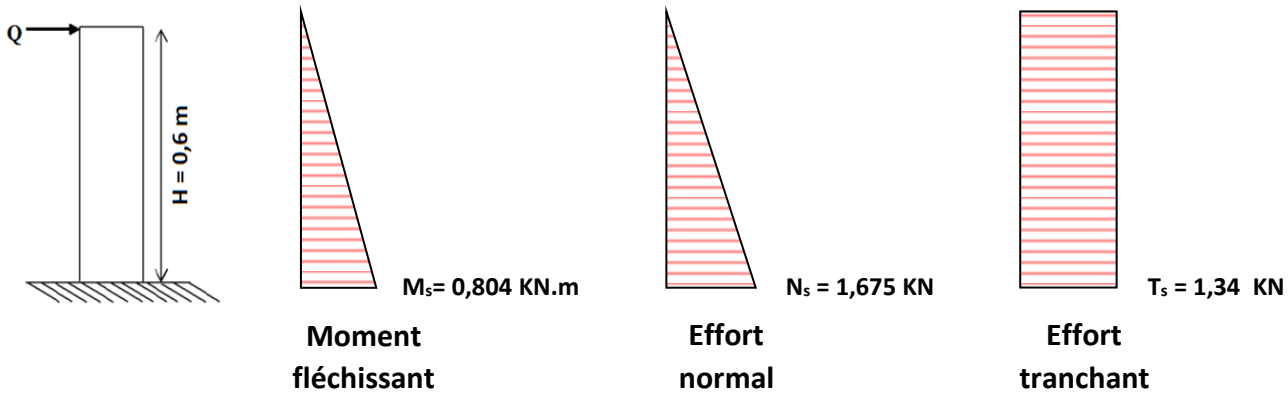


Figure V.4.3 : Diagrammes des efforts internes (M ; N et T) à l'ELS

V-4-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

- Un état limite de traction de l'acier (A.4.5.3) ;
- Un état limite de compression du béton (A.4.5.2).

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

→ L'acrotère est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des fissurations préjudiciables.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

D'où :

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

On a : $\sigma_{st} = 62{,}662$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa ⟶ Condition vérifiée

Et on a :

$\sigma_{bc} = 1{,}43$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

- ✓ **Armatures principales :** **5HA8 avec ST = 20 cm**
- ✓ **Armatures de répartition :** **5HA8 avec ST = 20 cm**

V-5) Calcul de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni d'un dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **9 t** ; répartie sur une surface de **(0,8 × 0,8) m².**

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur, muni d'une dalle pleine de dimensions (**1,8 × 1,8**) **m²** appuyée sur ses **4** cotés, en plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement de **9 t** localisé au centre du panneau.

V-5-1) Calcul des efforts internes à l'ELU : [L'article 6.3 du BAEL 91 révisé 99].

→ **Le système de levage :**

- **Calcul des moments fléchissant dûs au système de levage : (M_{x1} et M_{y1})**

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle **(U×V),** (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD pour déterminer les moments dans les deux directions en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

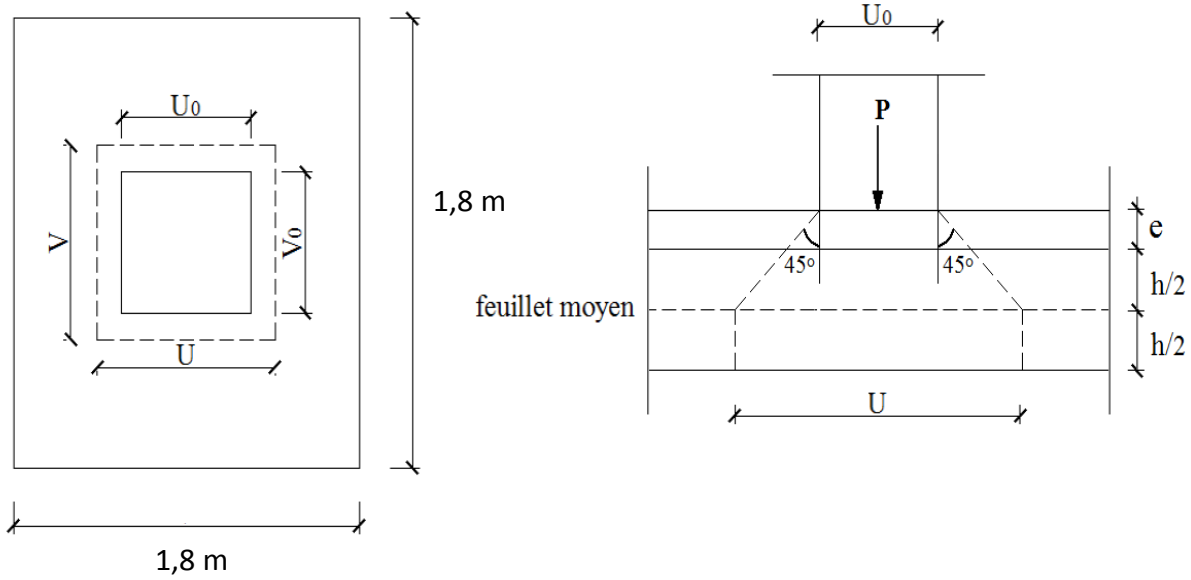


Figure V.5.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle salle machine

Donc :

$$M_{x1} = 1{,}35 \times P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = 1{,}35 \times P(\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

• M_{x1} et M_{y1} : moment fléchissant au milieu du panneau dans les sens (xx et yy) dûs à la charge concentrée **P**.

• **P** : charge localisée au centre du panneau (**P = 90 KN**).

• **U** et **V** : cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P** compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

• ν : coefficient de poisson. $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0{,}2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

• **M_1** et **M_2**: coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGEAUD** en fonction de $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$

1) Rectangle de diffusion :

$U = U_0 + 2\xi e + h$

$V = V_0 + 2\xi e + h$

Avec :

- **U_0** et **V_0** : surface de contact, zone sur laquelle **P** est concentrée.
- **e** : épaisseur de revêtement en béton (e = 5 cm).
- **ξ** : coefficient dépend de la nature de revêtement (ξ = 1).
- **h** : épaisseur de la dalle (h = 20 cm).

Donc :

U = 0,8 + 2 x 1 x 0,05 + 0,20 = 1,1 m

V = 0,8 + 2 x 1 x 0,05 + 0,20 = 1,1 m

2) Détermination des coefficients M_1 et M_2 :

$\frac{U}{l_x} = \frac{1,1}{1,8} = 0,611$

$\frac{V}{l_y} = \frac{1,1}{1,8} = 0,611$

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{1,8} = 1 \Rightarrow$ **$0,4 \leq \rho_x = 1 \leq 1$** $\longrightarrow$ **le panneau travaille dans les deux directions**

D'où : **$M_1 = 0,076$** ; **$M_2 = 0,076$**

3) Calcul des moments fléchissant M_{x1} et M_{y1} :

$M_{x1} = 1,35 \times P(M_1 + \nu M_2)$

→ M_{x1} = 1,35 x 90 (0,076 + 0 x 0,076) = 9,234 KN.m

$M_{y1} = 1,35 \times P(\nu M_1 + M_2)$

→ $M_{y1} = 1,35 \times 90\ (0 \times 0,076 + 0,076) = 9,234$ KN.m

- **Calcul des efforts tranchants : (V_{X1} et V_{y1})**
- **Au milieu de U :**

$$V_{X1} = \frac{P}{2U+V}$$

$$V_{X1} = \frac{90}{2\times1,1 + 1,1} = \mathbf{27,272\ KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$V_{y1} = \frac{P}{3.V}$$

$$V_{y1} = \frac{90}{3\times1,1} = \mathbf{27,272\ KN}$$

- **Calcul des moments fléchissant dûs au poids propre de la dalle : (M_{X2} et M_{y2})**

$M_{X2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{X2}$

Avec :

$\rho_x = 1$, $\nu = 0$ $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

→ **Poids propre de la dalle :** G = (25 x 0,20 + 22 x 0,05) x 1ml = 6,1 KN/ml

→ **La charge d'exploitation :** Q = 1 KN/ml

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,735\ \text{KN/ml}$$

D'où :

$M_{X2} = 0,0368 \times 9,735 \times (1,8)^2 = 1,161$ KN.m

M_{y2} = 1 x 1,161 = 1,161 KN.m

- **Calcul des efforts tranchants : (V_{x2} et V_{y2})**

$$V_{x2} = \frac{q_u \times l_x}{2 \times (1 + \frac{\rho_x}{2})} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{l_x + 2l_y} = \frac{9,735 \times 1,8 \times 1,8}{1,8 + 2 \times 1,8} = 5,841 \text{ KN}$$

$$V_{y2} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{9,735 \times 1,8}{3} = 5,841 \text{ KN}$$

- **Superposition des moments : (M_x et M_y)**

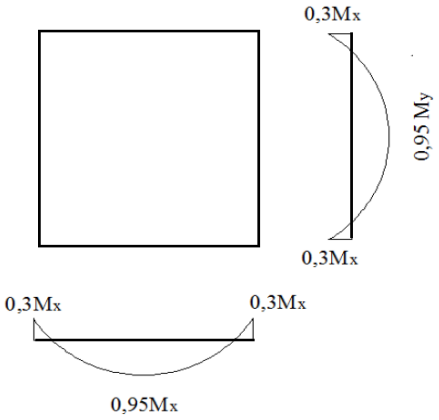
$M_X = M_{X1} + M_{X2}$ = 9,234 + 1,161 = 10,395 KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2}$ = 9,234 + 1,161 = 10,395 KN.m

- **Correction des moments :**

Remarque :

Notre panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, alors :



- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0,3.M_x$
- Moment en travée : $M_{tx} = 0,95.M_x$ et $M_{ty} = 0,95.M_y$

➢ **Aux appuis :**

$M_a = -0,3.M_x = -0,3 \times 10,395 = -3,118$ KN.m

➢ **En travée :**

$M_{tx} = 0,95.M_x = 0,95 \times 10,395 = 9,875$ KN.m

$M_{ty} = 0,95.M_y = 0,95 \times 10,395 = 9,875$ KN.m

V-5-2) Ferraillage à l'ELU :

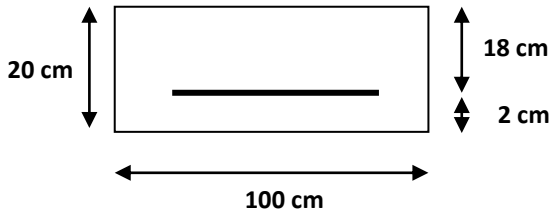
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur à la flexion simple.

b = 100 cm

h = 20 cm

c = 2 cm

d = h – c = 20 – 2 = 18 cm



- **Dans le sens x-x :**

➢ **En travée :**

→ **M_{tx} = 9,875 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9{,}875 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}021$$

$\mu = 0{,}021 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}021$ → $\beta = 0{,}989$; σ_{st} = 348 MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{9{,}875 \times 10^3}{0{,}989 \times 18 \times 348} = 1{,}59 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 04HA12 = 4,52 cm²/ml**

Avec : **un espacement St = 25 cm.**

➢ **Aux appuis :**

→ **Max = 3,118 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3{,}118 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}007$$

$\mu = 0{,}007 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}007$ → $\beta = 0{,}996$; $\sigma_{st} = 348$ MPa

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{3{,}118 \times 10^3}{0{,}996 \times 18 \times 348} = 0{,}499 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 04HA12 = 4,52 cm² /ml**

Avec : **un espacement St = 25 cm.**

- **Dans le sens y-y :**

➢ **En travée :**

→ **M_{ty} = 9,875 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9{,}875 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}021$$

$\mu = 0{,}021 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}021$ → $\beta = 0{,}989$; $\sigma_{st} = 348$ MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{9{,}875 \times 10^3}{0{,}989 \times 18 \times 348} = 1{,}59\ cm^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 04HA12 = 4,52 cm²/ml**

Avec : **un espacement St = 25 cm.**

➢ **Aux appuis :**

→ **May = 3,118 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3{,}118 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}007$$

$\mu = 0{,}007 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}007$ → $\beta = 0{,}996$; $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{3{,}118 \times 10^3}{0{,}996 \times 18 \times 348} = 0{,}499\ cm^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 04HA12 = 4,52 cm² /ml**

Avec : **un espacement St = 25 cm.**

V-5-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article B.7.4 du BAEL 90 mod 99]

La section minimale des armatures tendues, est déterminée à partir d'un pourcentage de référence **W_0** qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Avec :

- W_0 : pourcentage d'acier minimal réglementaire.

  $\Longrightarrow$ $W_0 = 0{,}08\ \%$ Pour les HA ; FeE400 de $\phi > 6$ mm

- S : section totale du béton.

- **Dans le sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

A_X : Section minimale des armatures.

$$A_{x\,min} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ x b x h}$$

$$A_{x\,min} \geq 0{,}0008 \text{ x} \frac{3 - 1}{2} \text{ x } 100 \text{ x } 20 = 1{,}6 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 4{,}52\ cm^2 > A_{x\,min} = 1{,}6\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 4{,}52\ cm^2 > A_{x\,min} = 1{,}6\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

- **Dans le sens y-y :**

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0$$

A_y : Section minimale des armatures.

$A_{y\,min} \geq W_0$ x b x h

$A_{y\,min} \geq 0{,}0008 \text{ x } 100 \text{ x } 20 = 1{,}6 \text{ cm}^2$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 4{,}52\ cm^2 > A_{y\ min} = 1{,}6\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 4{,}52\ cm^2 > A_{y\ min} = 1{,}6\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.2.2 du BAEL 90 mod 99]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b \times d} \quad ; \quad V_u^{max} = 27{,}272\ KN \\ \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \dfrac{25}{1{,}5} = 1{,}166\ MPa \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{27{,}272 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0{,}151\ MPa$$

$\Longrightarrow$ $\tau_u = 0{,}151\ MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}166\ MPa$ ⟶ Condition vérifiée.

3) Espacement des barres : [L'article A.7.2.4.2 du CBA93]

▪ **Charge concentrée :**

→ **Dans la direction la plus sollicitée :**

Aux appuis : $S_t = 25\ cm$

En travée : $S_t = 25\ cm$

$\leq$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ condition vérifiée.

→ **Dans la direction perpendiculaire :**

Aux appuis : S_t = 25 cm

En travée : S_t = 25 cm

$\leq$ min (3h ; 33 cm) = 33 cm ⟶ condition vérifiée.

4) Diamètre des barres : [L'article A.6.4.1 du CBA93]

On doit vérifier que : $\phi \leq \frac{h}{10}$

$\Rightarrow$ $\phi_{adopté}$ = 12 mm $<$ $\frac{200}{10}$ = 20 mm ⟶ Condition vérifiée.

5) Vérification au poinçonnement : [L'article A.5.2.4.2 du CBA93]

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \cdot h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- **Q_U** : charge de calcul à l'ELU.
- **h_t** : l'épaisseur totale de la dalle.
- **U_c** : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Q_U = 1,35 x P = 1,35 x 90 = 121,5 KN

U_c = 2 x (U + V)

D'où :

0,045 x 2 x (1,1 + 1,1) x 0,20 x $\frac{25\times10^3}{1,5}$ = 660 KN

On a : Q_u = 121,5 KN $<$ 660 KN ⟶ condition vérifiée

V-5-4) Calcul des efforts internes à l'ELS :

- **Calcul des moments fléchissant dus au système de levage : (M_{x1} et M_{y1})**

$M_{x1} = 1 \times P(M_1 + \nu M_2)$

$M_{y1} = 1 \times P(\nu M_1 + M_2)$

Avec : $\nu = 0,2$

1) Détermination des coefficients M_1 et M_2 :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{U}{l_x} = 0,611 \\ \dfrac{V}{l_y} = 0,611 \\ \rho_x = \dfrac{l_x}{l_y} = 1 \end{array}\right\} \Longrightarrow \quad \mathbf{M_1 = 0,076} \quad ; \quad \mathbf{M_2 = 0,076}$$

2) Calcul des moments fléchissant M_{x1} et M_{y1} :

$M_{x1} = 1 \times P(M_1 + \nu M_2)$

→ $M_{x1} = 1 \times 90\ (0,0796 + 0,2 \times 0,0796) = 8,597$ KN.m

$M_{y1} = 1 \times P(\nu M_1 + M_2)$

→ $M_{y1} = 1 \times 90\ (0,2 \times 0,0796 + 0,0796) = 8,597$ KN.m

- **Calcul des moments fléchissant dus au poids propre de la dalle : (M_{x2} et M_{y2})**

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

Avec :

$\rho_x = 1$
$\nu = 0,2$ $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

$q_s = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1$ KN/ml

D'où :

$M_{X2} = 0,0442 \times 7,1 \times (1,8)^2 = 1,016$ KN.m

$M_{y2} = 1 \times 1,016 = 1,016$ KN.m

- **Superposition des moments: (M_x et M_y)**

$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 8,597 + 1,016 = 9,613$ KN.m

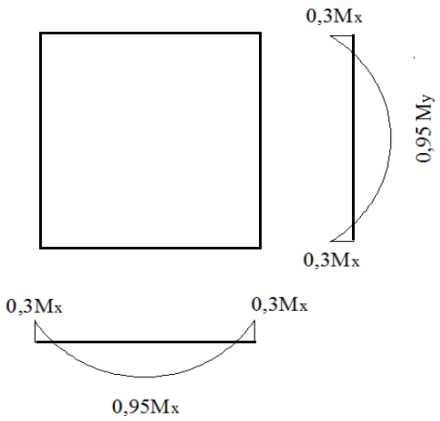
$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,597 + 1,016 = 9,613$ KN.m

- **Correction des moments :**

Remarque :

Notre panneau considéré est un panneau de rive dont l'appuis peut assuré un encastrement partiel, alors :

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0,3.M_x$
- Moment en travée : $M_{tx} = 0,95.M_x$ et $M_{ty} = 0,95.M_y$



➢ **Aux appuis :**

$M_a = -0,3.M_x = -0,3 \times 9,613 = -2,884$ KN.m

➢ **En travée :**

$M_{tx} = 0,95.M_x = 0,95 \times 9,613 = 9,132$ KN.m

$M_{ty} = 0,95.M_y = 0,95 \times 9,613 = 9,132$ KN.m

V-5-5) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

La dalle salle machine n'est pas exposé aux intempéries, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens x-x :**

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_s^t = 9{,}132 \text{ KN.m} \\ A_{st} = 4{,}52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}52}{100 \times 18} = 0{,}251 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}92 \\ K_1 = 47{,}5 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9{,}132 \times 10^3}{0{,}92 \times 18 \times 4{,}52} = 122{,}002 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 122{,}002$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122,002}{47,5} = 2,568$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 2,568$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$ avec : $M_s = 2,884$ KN.m ; $A_{ap} = 4,52$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \longrightarrow \beta_1 = 0,92 \text{ ; } K_1 = 47,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,884 \times 10^3}{0,92 \times 18 \times 4,52} = 38,529 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 38,529$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{38,529}{47,5} = 0,811$ MPa

On a : σ_{bc} = 0,811 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

- **Dans le sens y-y :**

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : M_s^t = 9,132 KN.m ; A_{st} = 4,52 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \longrightarrow \beta_1 = 0,92 \; ; \; K_1 = 47,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,132 \times 10^3}{0,92 \times 18 \times 4,52} = 122,002 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 122,002 MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122,002}{47,5}$ = 2,568 MPa

On a : σ_{bc} = 2,568 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_s = 2{,}884 \text{ KN.m} \\ A_{ap} = 4{,}52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}52}{100 \times 18} = 0{,}251 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}92 \\ K_1 = 47{,}5 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2{,}884 \times 10^3}{0{,}92 \times 18 \times 4{,}52} = 38{,}529 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 38{,}529$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{38{,}529}{47{,}5} = 0{,}811$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 0{,}811$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **État limite de déformation :**

D'après **[L'article B.7.5 du CBA93]**, dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_X^t}{20M_x} \\ \bullet\ \dfrac{A_X}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale de la dalle.
- M^t_x : moment en travée de la dalle dans la direction x-x.
- M_x : moment isostatique dans la direction x-x pour une bande de largeur 1ml.
- A_x : section d'armatures adoptée.

- **Dans le sens X-X :**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{180} = 0{,}111 \geq \frac{M_X^t}{20M_x} = \frac{9{,}132}{20 \times 9{,}613} = 0{,}047 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_X}{b.d} = \frac{4{,}52}{100 \times 18} = 0{,}00251 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Dans le sens Y-Y :**

$$\frac{h}{l_Y} = \frac{20}{180} = 0{,}111 \geq \frac{M_Y^t}{20M_Y} = \frac{9{,}132}{20 \times 9{,}613} = 0{,}047 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_Y}{b.d} = \frac{4{,}52}{100 \times 18} = 0{,}00251 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

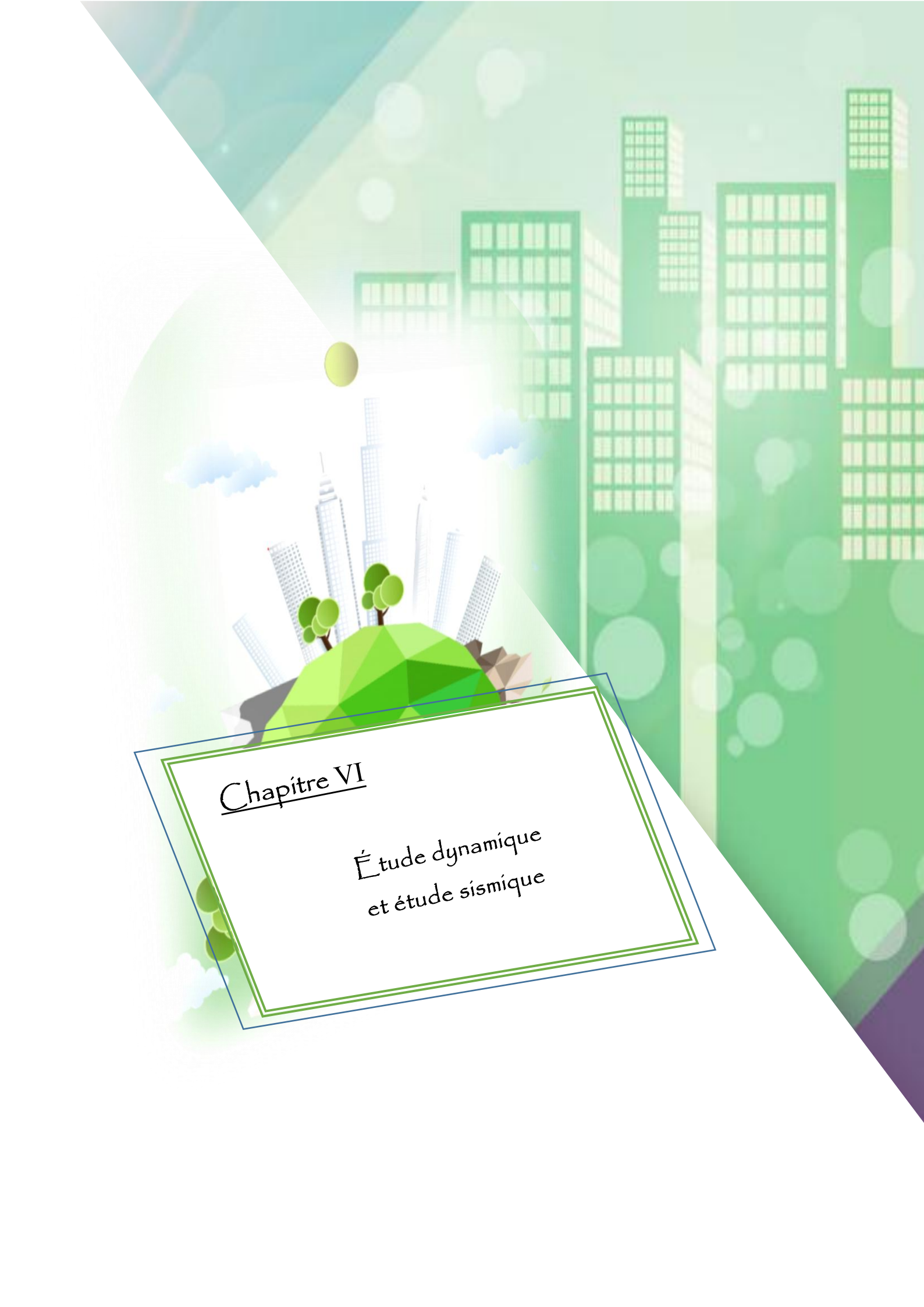
D'où :

→ Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

- ✓ **Sens X-X :**
  - ➢ **En travée :** **4HA12 avec ST = 25 cm**
  - ➢ **Aux appuis :** **4HA12 avec ST = 25 cm**
- ✓ **Sens Y-Y :**
  - ➢ **En travée :** **4HA12 avec ST = 25 cm**
  - ➢ **Aux appuis :** **4HA12 avec ST = 25 cm**



Chapitre VI

Étude dynamique et étude sismique

VI-1) Le contreventement :

VI-1-1) Objectif :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, la conception parasismique a pour but de définir une structure capable de subir des déformations sans effondrement vis-à-vis des effets de l'action sismique et assurer les vies humaines. Elle est basée sur le choix des formes et du système de contreventement du bâtiment.

Le système de contreventement est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage, permettant d'assurer la stabilité de ce dernier vis-à-vis des sollicitations horizontales.

La compréhension des phénomènes physiques et des problématiques liés à une structure est nécessaire pour sa conception. Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, …).

VI-1-2) Recherche de la disposition des voiles :

Le but de ce chapitre est de trouver un système de contreventement adéquat, et la disposition définitive des voiles sera définie après analyses (analyse dynamique et analyse sismique) et vérification de toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003** qui seront par la suite.

VI-1-3) Incidence de la forme des bâtiments sur leur comportement :

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont une incidence importante sur le comportement sous charges sismiques.

✓ Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire.

Donc :

La répartition homogène des masses et des rigidités est un critère important qui conditionne la stabilité et la résistance des structures sous séisme.

✓ Les bâtiments qui ont un seul axe de symétrie (non symétrique) peuvent subir de graves dommages, et sa résistance à la torsion selon un axe vertical est largement inférieure à celle des bâtiments ayant une symétrie du plan selon deux axes ou plus.

✓ Les bâtiments comportent des ailes mécaniquement solidaires, la différence de rigidité dans les deux directions lors d'un séisme se traduit comme des oscillations de torsion qui entrainent des dégâts dans l'angle rentrant et aux extrémités des ailes.

Nous présentons dans la figure suivante les oscillations différentielles sur trois exemples de forme irrégulière :

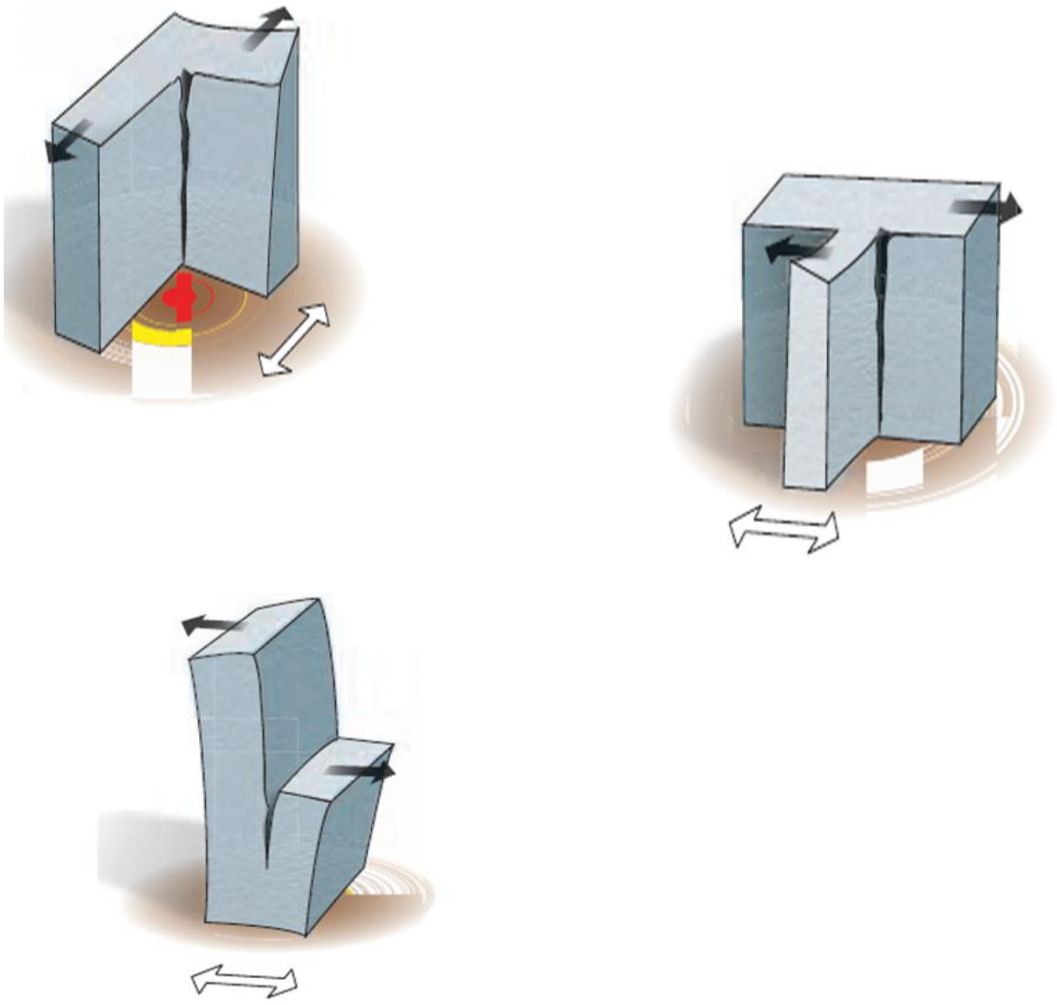
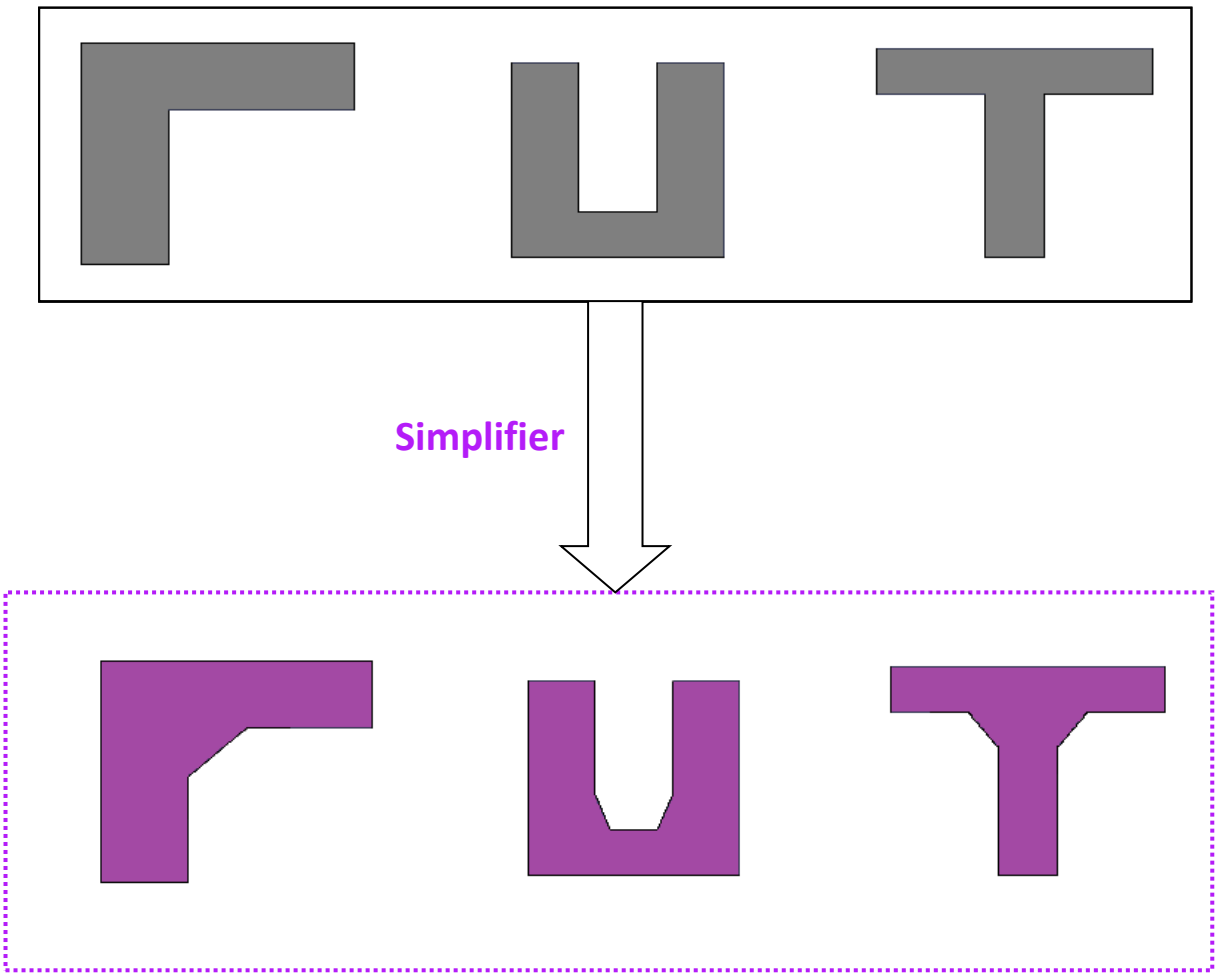


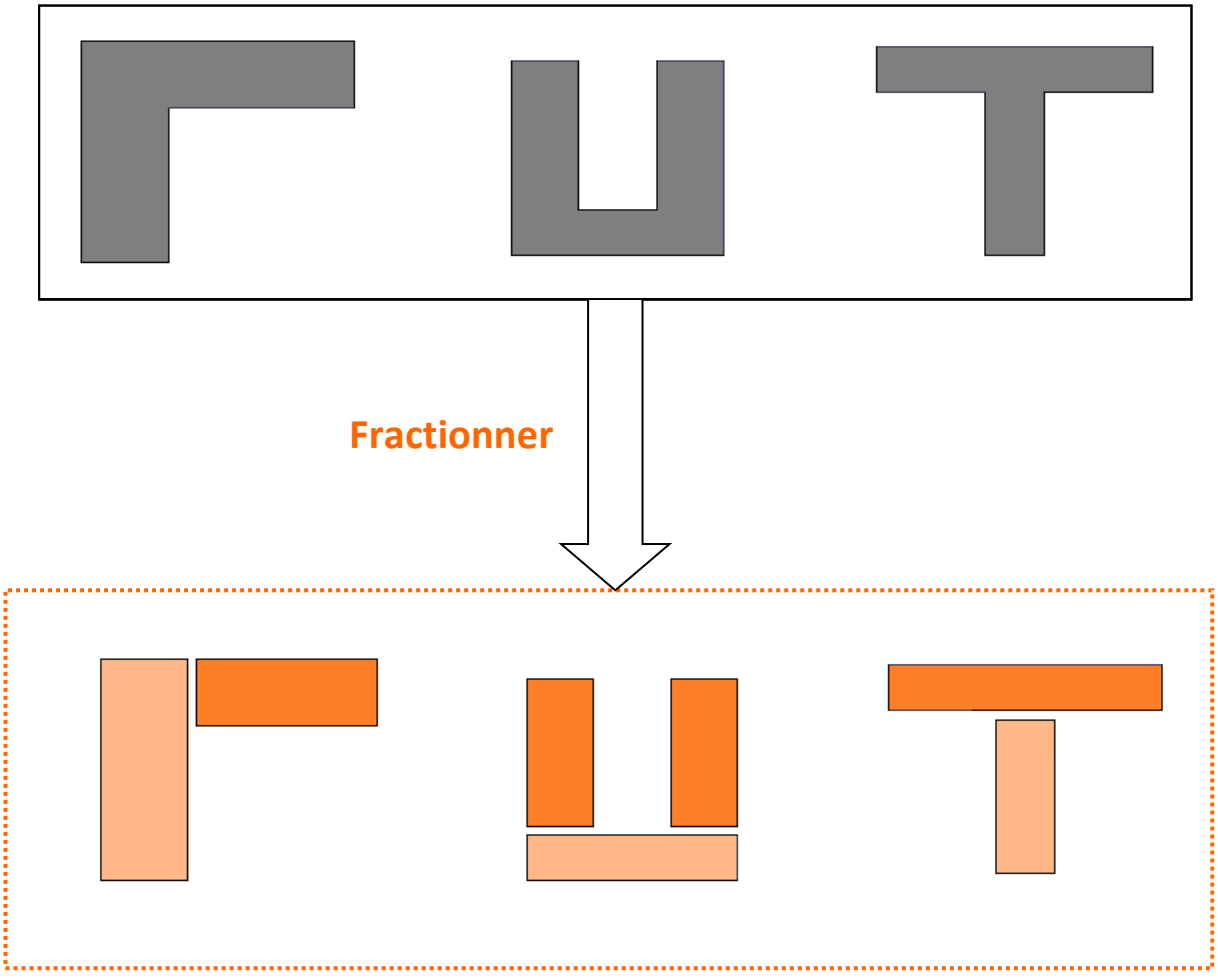
Figure VI.1.1 : Oscillations asynchrones (différentielles en plan et en élévation)

VI-1-4) Proposition de quelques solutions :

- Faire simplifier la forme du bâtiment de façon à ne pas avoir des angles rentrants :



- **Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques. (Cette solution nous permet d'accéder d'une forme complexe et défavorable vers plusieurs formes simples et favorables).**



☞ **Les enseignements apportés par les séismes passés montrent qu'une construction n'est réellement parasismique que si elle est le fruit de trois démarches** :

a) Le choix du site et les caractéristiques géotechniques :

☞ Ne pas implanter à proximité des failles.

☞ Éviter les sols alluvionnaires de forte épaisseur qui amplifient les accélérations sismiques.

☞ Rejeter les terrains instables et les terrains liquéfiables.

b) Application des règles parasismiques (RPA99version 2003) :

→ Un système de contreventement adéquat.

☞ Dispositions constructives parasismiques

☞ Dimensionnement « au séisme ».

c) Exécution de qualité :

☞ Matériaux de bonne qualité (béton et acier HA).

☞ Travaux exécutés dans les normes (suivit).

VI-2) L'étude dynamique :

VI-2-2) Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines…,

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une charge variant à la fois dans le temps et dans l'espace dans lequel les forces d'inertie jouent un rôle significatif dans la réponse, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques parait insuffisant, d'où la nécessité de l'analyse dynamique des structures qui consiste à déterminer les variations dans le temps des contraintes (forces) et des déformations engendrées par un chargement dynamique quelconque.

L'analyse statique des structures permet d'appliquer un seul chargement statique et obtenir une solution unique constante dans le temps, contrairement à l'analyse dynamique des structures qui génère une séquence de solution variable dans le temps.

Dans cette partie on présentera d'une façon générale les notions fondamentales de l'analyse dynamique pertinentes à l'ingénieur.

VI-2) Étude dynamique pour notre structure :

VI-2-1) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations telles que (déplacements, période…). À l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement et déterminer la réponse de la structure vis-à-vis de l'excitation sismique.

Le nombre de composantes de déplacement nécessaire pour décrire complètement le champ des forces d'inertie (c.à.d pour définir la position de toutes les particules de masse d'un système) est appelé le nombre de degré de liberté dynamique (DDL). D'une façon générale, le système possède un nombre infini de degré de liberté (DDL).

L'analyse des structures sous chargement dynamique revêt un aspect particulier, du fait que le nombre de (DDL) est infini. Si de plus la masse du système est répartie continument, les déplacements et les accélérations doivent être calculés en tout point.

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

VI-2-2) Modélisation de la structure :

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 concentrer les masses d'une manière ponctuelle au niveau des planchers (**Figure VI.2.1**), qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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.

Donc :
Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante et essentielle pour l'étude de la réponse à une secousse sismique. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

Pour notre structure :

La modélisation sera représentée par une console verticale flexible rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers.

Ainsi nous considérons ces planchers comme étant indéformables dans leurs plans d'où la possibilité de leur schématisation par une seule masse.

→ Nous obtenons ainsi un modèle à 10 masses concentrées :

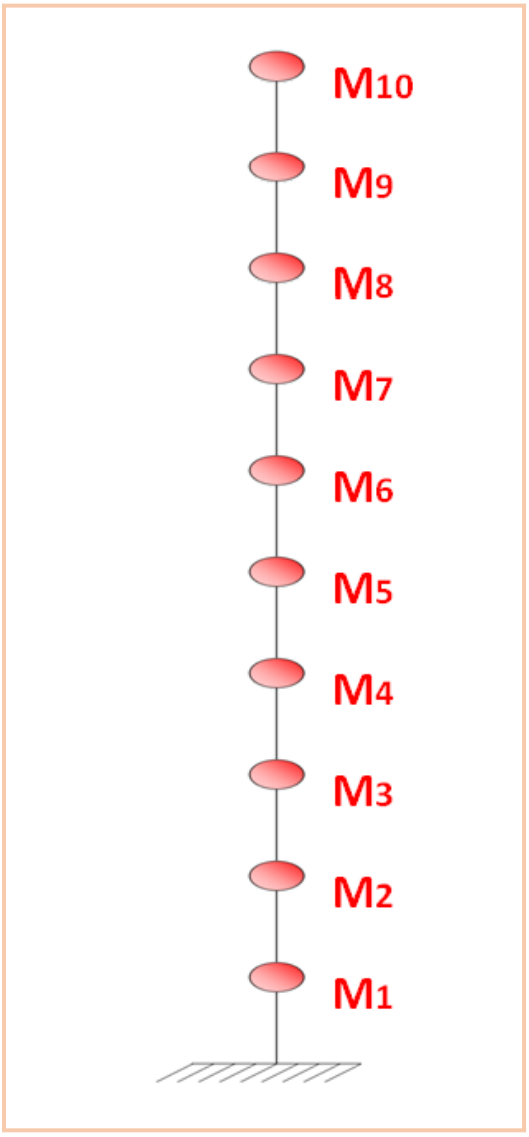


Figure VI.2.1 : Modélisation des poids de la structure

VI-2-3) Détermination des modes propres :

Le modèle du bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

La résolution d'un problème dynamique permet de trouver les caractéristiques dynamiques (mode de vibration, vecteurs propres, pulsations) avec précision satisfaisante.

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour déterminer les modes propres de la structure :

a) Les méthodes manuelles :

- La méthode exacte :

C'est la méthode de superposition modale, les caractéristiques de la structure sont déterminées par l'équation de mouvement suivante :

$$[M]\,x(t) + [C]\,\dot{x}(t) + [K]\,\ddot{x}(t) = \{\,F(t)\,\}$$

Avec :

$[\boldsymbol{M}]$: matrice de masse globale.

$[\boldsymbol{C}]$: matrice d'amortissement globale.

$[\boldsymbol{K}]$: matrice de rigidité globale correspondant aux **DDL**.

$\boldsymbol{F(t)}$: vecteur de chargement dynamique.

$(\boldsymbol{x});(\dot{\boldsymbol{x}});(\ddot{\boldsymbol{x}})$: vecteur des déplacements, vitesse et accélération des **DDL** par rapport à sa base.

➢ La méthode approché :

Ce sont des méthodes approximatives numériques qui permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante.

Parmi ces méthodes, on cite :
→ La méthode de **JACOBI ;**
→ La méthode de **STODOLA - VIANELLO ;**
→ La méthode de **HOLZER ;**
→ La méthode de **RAYLEIGH;**

b) Par logiciel d'étude :

C'est la plus utilisée et la meilleure (temps + efficacité) surtout dans les bureaux d'étude et CTC.

→ Dans notre cas, on utilisera la méthode par logiciel d'étude.

Par résumé :

Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :

→ La définition de la charge dynamique.

→ L'idéalisation de la structure :
⇨ La définition des DDL importants.
⇨ La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
⇨ La définition des propriétés des sols.

→ Le calcul dynamique.

→ L'appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l'analyse des résultats.

→ La combinaison des contraintes dynamique avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.

→ La conception (ou vérification) de la structure.

VI-3) La Modélisation et Présentation de l'ETABS :

VI-3-1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis de différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses.

Nous disposons aujourd'hui l'ensemble des logiciels techniques tel que :
Sap 2000 ; l'ETABS ; Robot qui sont basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures, les contrôler en un temps réduit, et faciliter la construction rapide et précisent des modèles avec les techniques analytiques requises.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

VI-3-2) Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

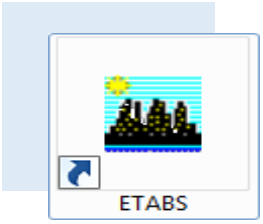
La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

→ Pour notre projet, on utilisera le logiciel ETABS v 9.70.

Nom du programme	Version	Productrice
Extended 3D Analysis of Builind Systems	Version 9.7	Computers and Stuctures, Inc. Berkerly, California. USA

VI-3-3) Description de l'ETABS : (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS)



L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui-est un calcul sous charge verticale(G et Q) et dynamiques qui-est un calcul sous charge horizontale représenter par le séisme(E) avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments. ETABS offre un certain avantage par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.
En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

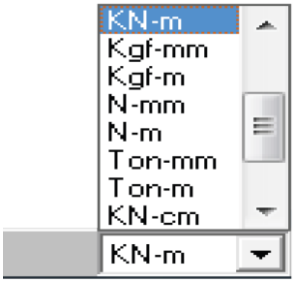
VI-3-4) Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation sont comme suit :

1- Introduire la géométrie de la structure.

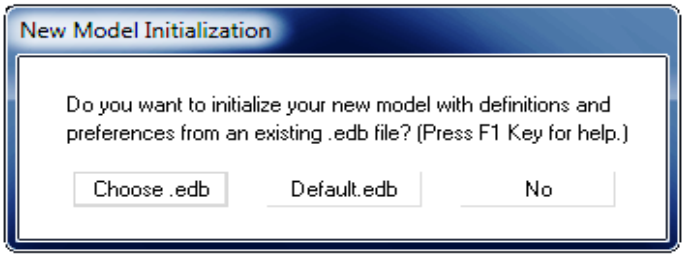
1) Démarrer le programme et choisir les unités :

→ Pour nous, on choisit **KN.m**

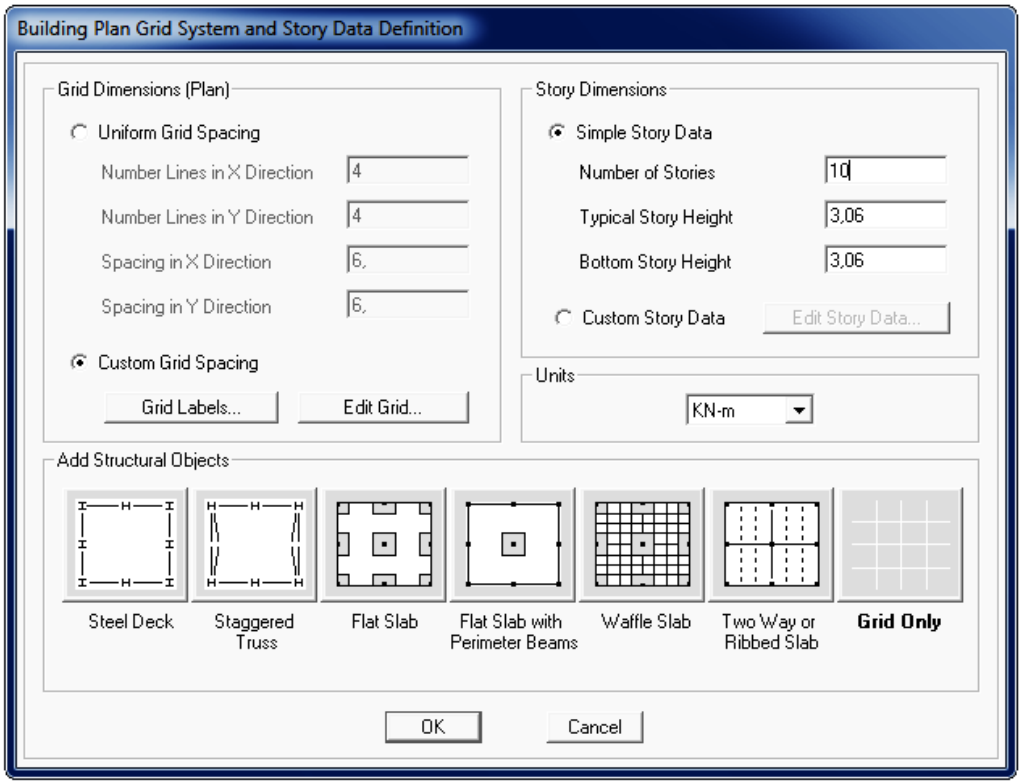


2) Commencer un nouveau modèle (**File** > **New model**)

→ Pour nous, on choisit **No**



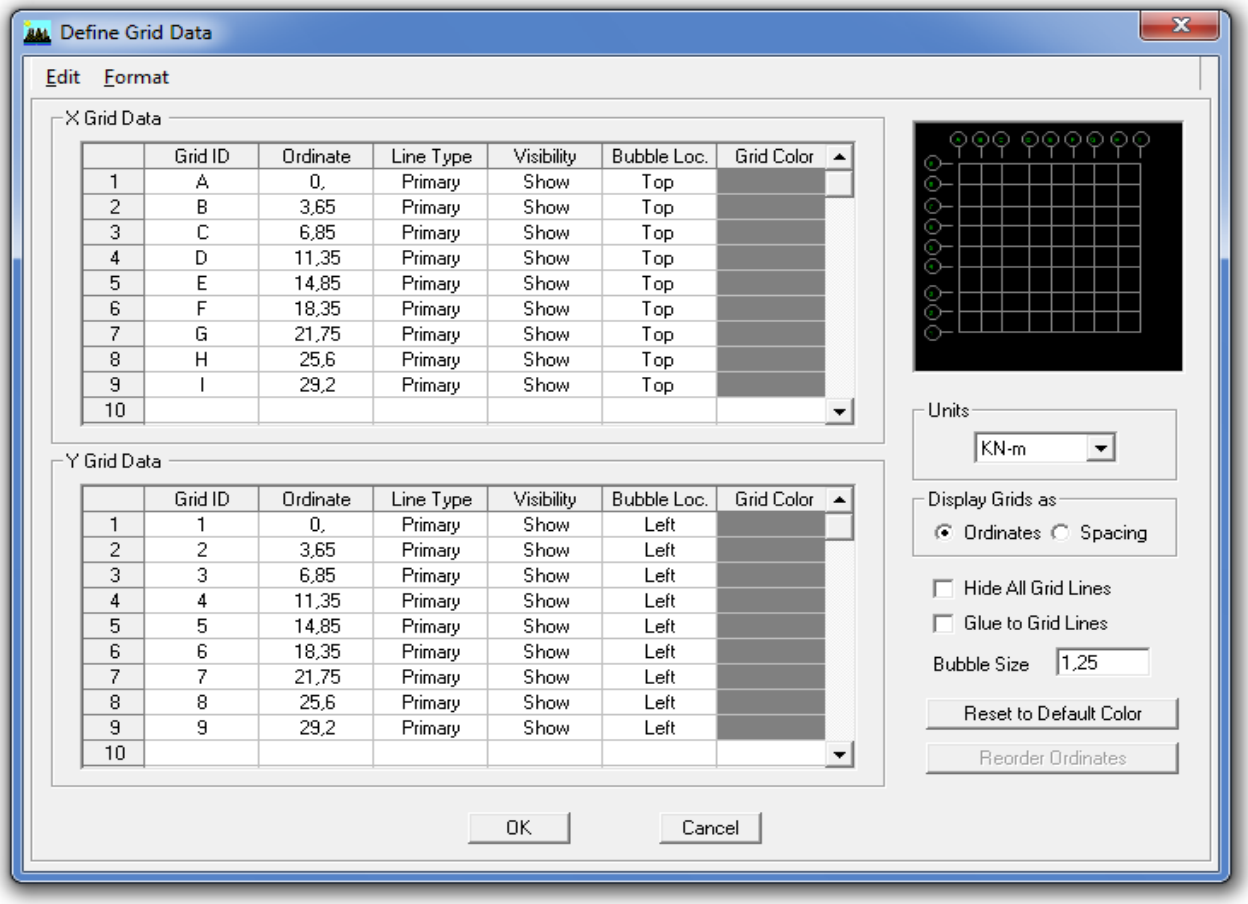
→ On aura cette boite de dialogue :



3) Spécifier le nombre et la hauteur des étages.

4) Définir la grille horizontale en cliquant sur (**Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**).

→ On aura la boite de dialogue suivante :



→ Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

2- Spécifier les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier).

→ On a pour les caractéristiques mécaniques suivantes :

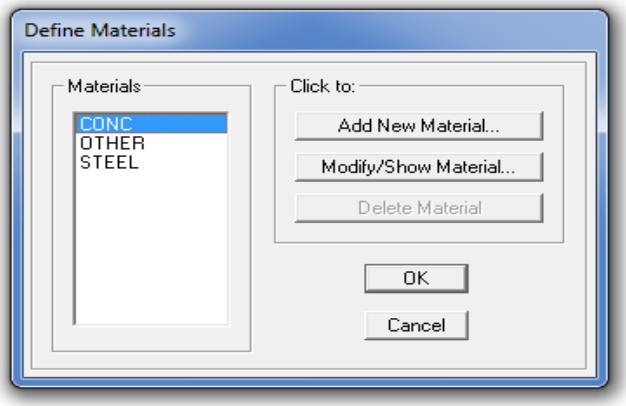
✓ La masse volumique du béton : $M_V = 2,5\ Kg/m^3$

✓ Le poids volumique du béton : $\rho_{béton} = 25\ KN/m^3$

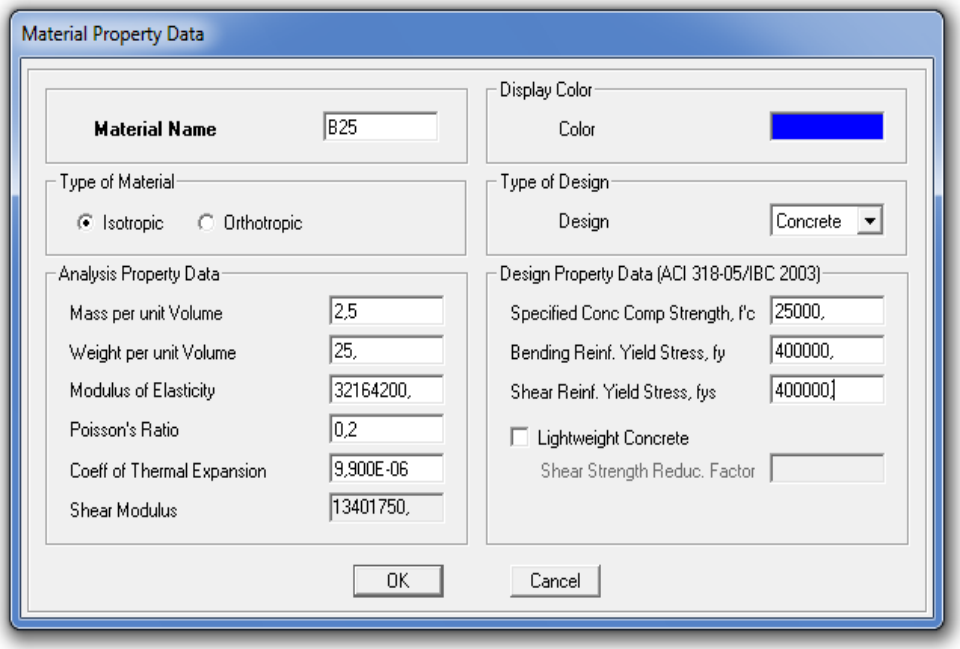
✓ Le module d'élasticité du béton : $E_{i28} = 32164200\ KN/m^2$

- ✓ La résistance caractéristique de béton à 28 jours : f_{c28} = **25000 KN/m²**
- ✓ Le coefficient de poisson : ν = **0,2 (à l'ELS)**
- ✓ La limite élastique de l'acier longitudinal : σ_s = **400000KN/m²**
- ✓ La limite élastique de l'acier transversal : σ_s = **400000KN/m²**

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Material Properties**), on aura cette boite de dialogue :



→ Ajouter un nouveau matériau en cliquant sur (**Add New Material**), on aura cette boite de dialogue :

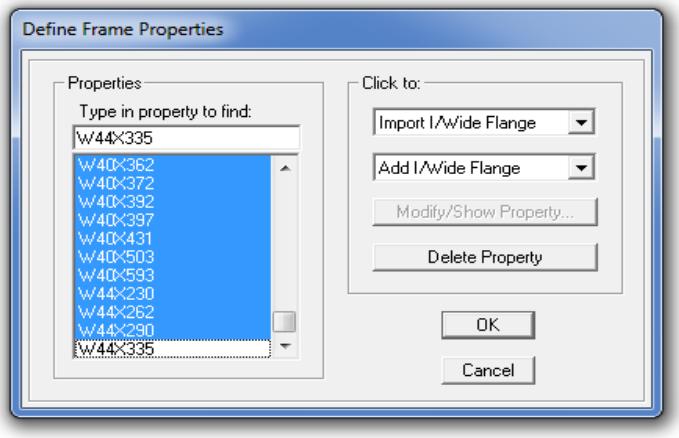


→ Nommer le béton : B25, puis introduire les caractéristiques mécaniques citées ci-dessus, puis Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

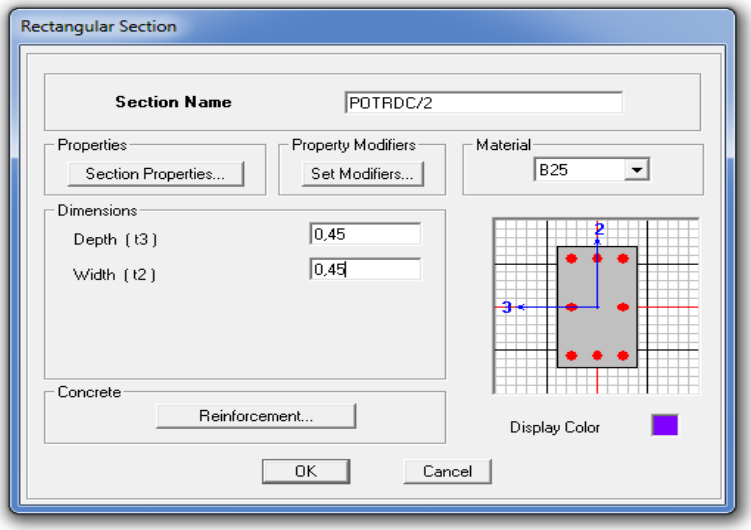
3- Définir les sections des éléments (poteaux, poutres, voiles…).

a) Définir les sections des poteaux :

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Frame Sections**), on aura cette boite de dialogue :



→ Sélectionner toutes les sections existantes et les supprimer en cliquant sur (**Delete Proprety**), puis cliquer sur (**Add Rectangular**), on aura cette boite de dialogue :



2) Nommer la section (POTRDC/2), choisir le matériau (B25) ensuite introduire les dimensions :
- (Depth = hauteur = 0,45 m)
- (Width = largeur = 0,45 m)

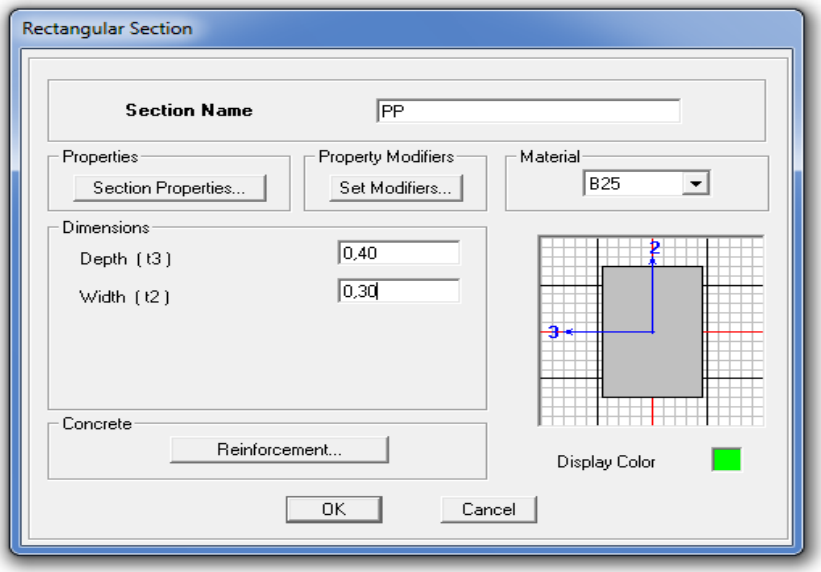
→ Valider en cliquant sur **OK**.

⇨ De la même manière pour les autres sections des poteaux (de **Add Rectangular** à **OK**)

En fin :
→ Valider en cliquant sur **OK**.

b) Définir les sections des poutres :

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Frame Sections** > **Add Rectangular**), on aura cette boite de dialogue :



2) Nommer la section (PP), choisir le matériau (B25), ensuite : cliquer sur (**Reinforcement** > **Beam** > **OK**), puis introduire les dimensions :
- (Depth = hauteur = 0,40 m)
- (Width = largeur = 0,30 m)

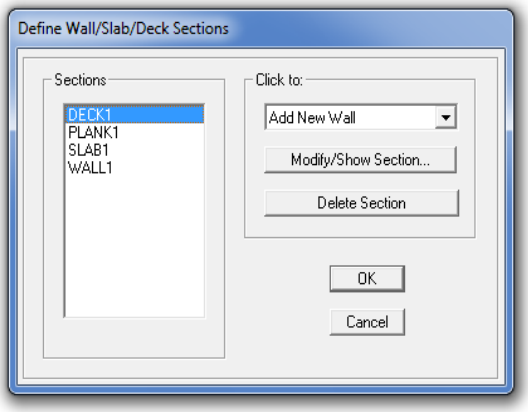
→ Valider en cliquant sur **OK**.

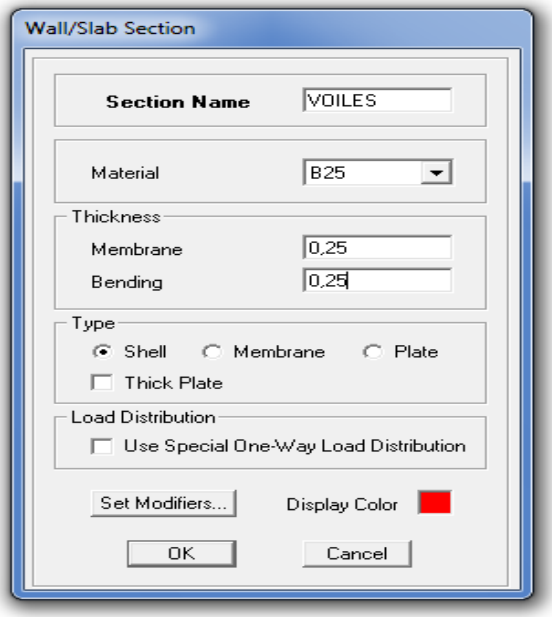
⇨ De la même manière pour les autres sections des poutres (de **Add Rectangular** à **OK**)

En fin :
→ Valider en cliquant sur **OK**.

c) Définir les sections des voiles :

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Wall/Slab/Deck Section…** > **Add New Wall**) :





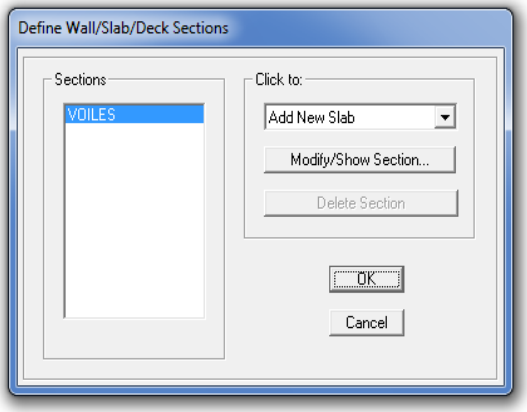
2) Nommer la section (VOILES), choisir le matériau (B25), cocher (**Shell**) ensuite introduire les dimensions :

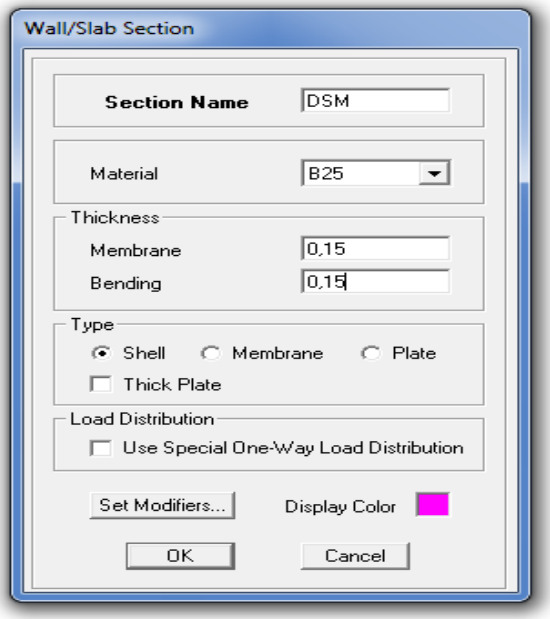
- (Membrane = 0,25 m)
- (Bending = 0,25 m)

→ Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

d) Définir les sections en dalles pleines:

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Wall/Slab/Deck Section…** > **Add New Slab**) :





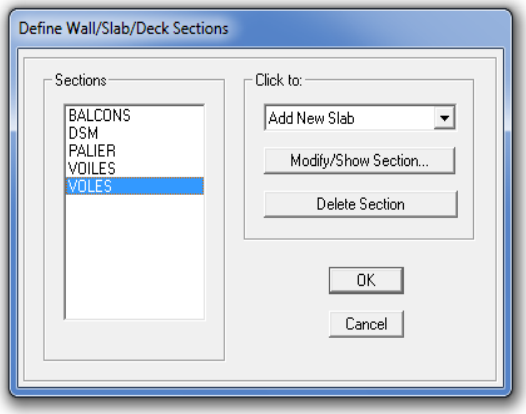
2) Nommer la section : DSM (dalle salle machine), choisir le matériau (B25), cocher (**Shell**)

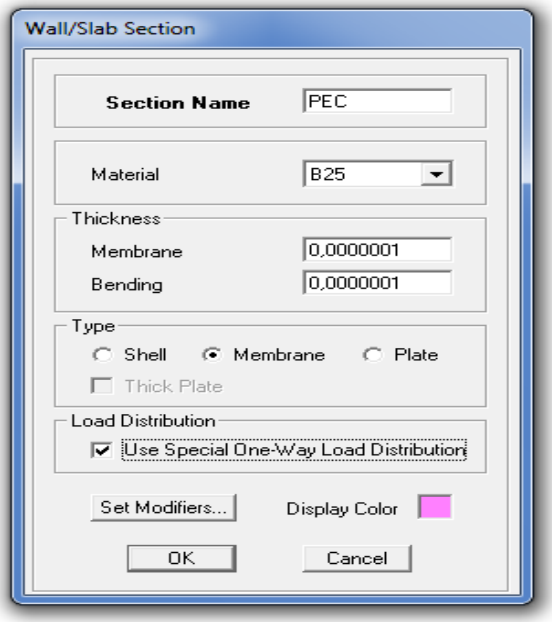
→ Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

⇨ De la même manière pour les autres sections en dalles pleines (les balcons, les escaliers, loggias...)

e) Définir les planchers en corps creux :

1) Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Wall/Slab/Deck Section...** > **Add New Slab**) :





2) Nommer la section : (PEC), choisir le matériau (B25), cocher (**Shell**)

3) Cocher (**Use Special One-Way Load Distribution**)

→ Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

⇨ De la même manière pour les autres planchers en corps creux.

4- Affectation des éléments

a) Les poteaux :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Draw** > **Draw Line Objects** >)

Properties of Object

Property	POTRDC/2
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

b) Les poutres :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Draw** > **Draw Line Objects** > on utilisera les commandes suivantes :

;)

Properties of Object

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

Properties of Object

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

c) Les Voiles :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Draw** > **Draw Area Objects** > on utilisera les commandes suivantes :

;)

Properties of Object

Type of Area	Pier
Property	VOILES
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Properties of Object

Type of Area	Pier
Property	VOILES
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

d) Les dalles pleines :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Draw** > **Draw Area Objects** > on utilisera les commandes suivantes :

; ;)

Properties of Object

Property	DSM
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

Properties of Object

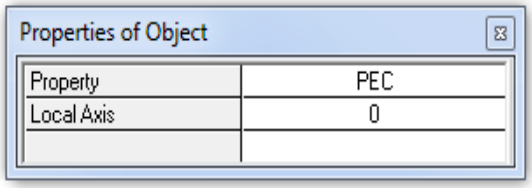
Property	BALCONS
Local Axis	0.

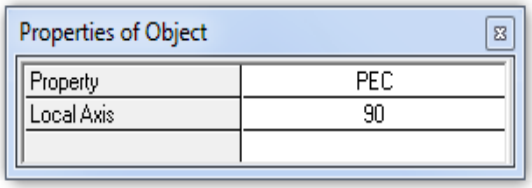
Properties of Object

Property	BALCONS
Local Axis	0.
Drawing Control	None <space bar>

e) Les planchers corps creux :

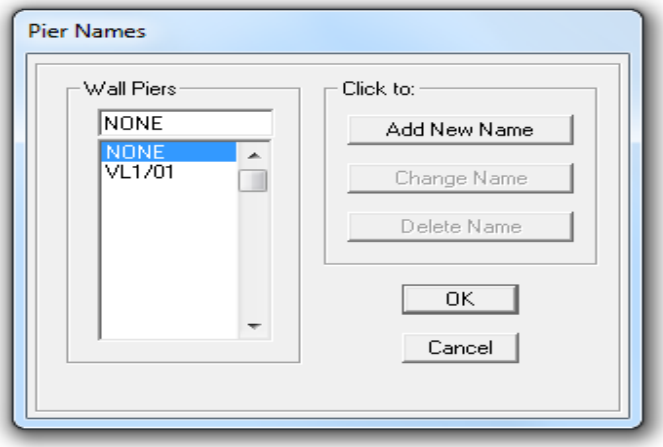
→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Draw** > **Draw Area Objects** >)





5- Nommer les voiles

→ Sélectionner le 1ère voile, puis sur le menu texte cliquer sur (**Assign** > **Shell/Area** > **Pier Libel …**), on aura cette boite de dialogue :



1) Nommer le voile : $VL_{1/01}$

2) Cliquer sur (**Add New Name**)

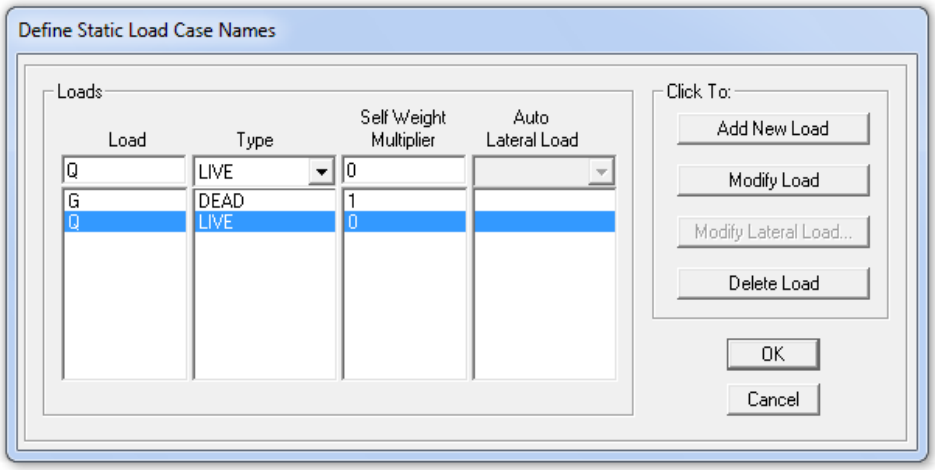
→ Valider en cliquant sur **OK**.

⇨ De la même manière, nommer tous les voiles un par un.

6- Introduire les charges statiques. (Permanentes et Exploitations)

1) Définir d'abord ces charges :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Static Load Cases …**), on aura cette boite de dialogue :



→ (**DEAD**) pour les charges permanentes, sur Load : on va la renommer par **G**, et si (**Self Weight Multiplier**) est pris égal à **1**, le poids propre des éléments de structure sera considéré automatiquement par le logiciel dans le calcul.

→ (**LIVE**) pour les charges permanentes, sur Load : on va la renommer par Q, et (**Self Weight Multiplier**) sera pris égal à **0.**

→ Valider en cliquant sur **OK.**

2) Appliquer ces charges :

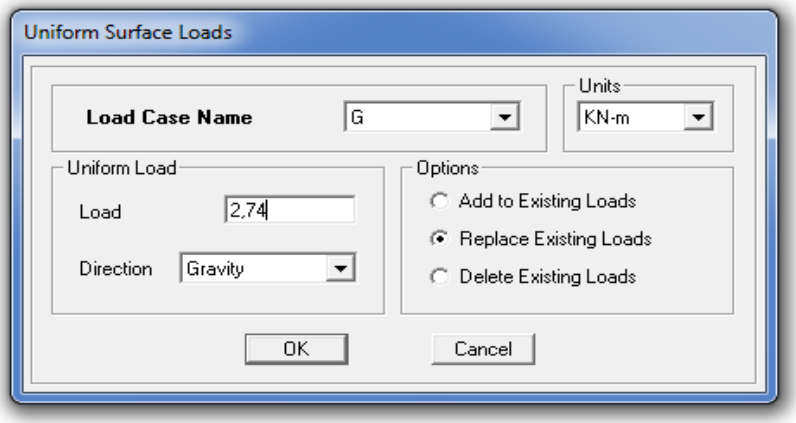
→ Avant, sélectionner d'abord l'élément à chargé ensuite sur le menu texte, cliquer sur (**Assign**) puis :

➥ (**Shell/Area Loads**) : pour les élément surfaciques

➥ (**Frame/Lines Loads**) : pour les élément linéaires

On peut également spécifier le type de cas du chargement (uniforme, concentré ou trapézoïdal).

Par exemple, pour la dalle salle machine (DSM) : (**Assign** > **Shell/Area Loads** > **Uniform …**), on aura cette boite de dialogue :



→ Sélectionner le type de la charge (charge permanente **G** par exemple), la direction de la charge et définir la valeur de la charge**.**

→ Valider en cliquant sur **OK.**

Selon la même procédure on appliquera toutes les charges statiques, sauf que ça dépend du type d'élément (barres ou surfaciques).

7- L'analyse modale.

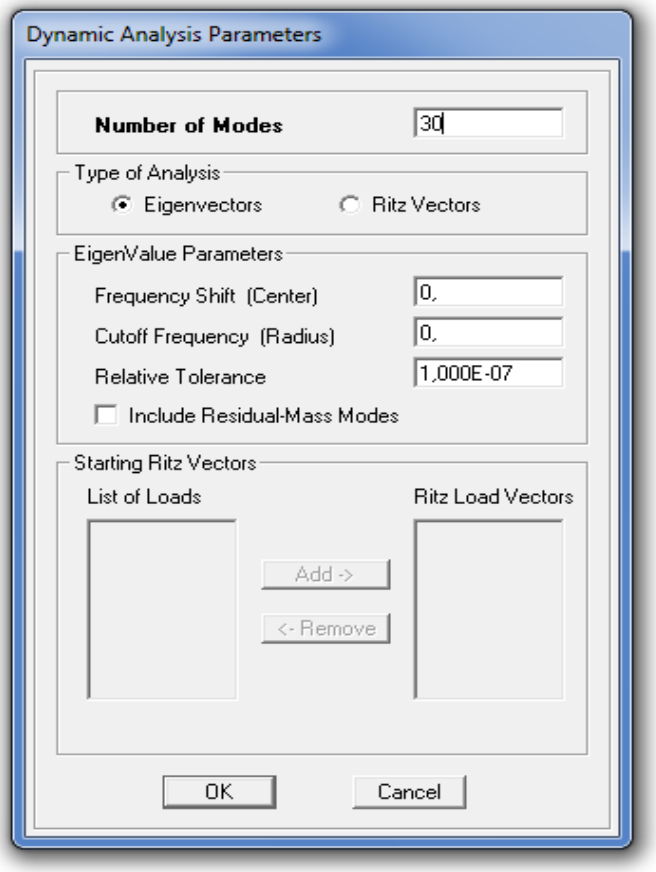
Selon **[L'article 4.3.4** du **RPA99/Version2003]** :

Le nombre des modes est au minimum 3 modes dans chaque direction considérée.

Dans notre cas : soit **30 modes** à considérés.

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Analyze** > **Set Analysis Options...** > **Set Dynamic Parameters**),

puis le nombre de modes (**30**).



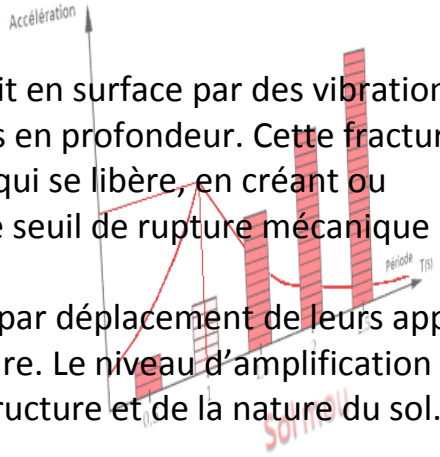
→ Valider en cliquant sur **OK.**

8- L'analyse sismique.

VI-4) L'étude sismique :

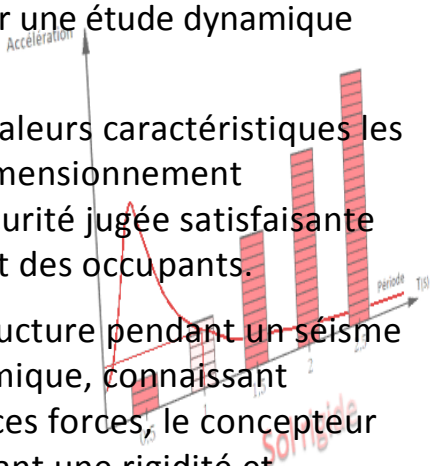
VI-4-1) Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

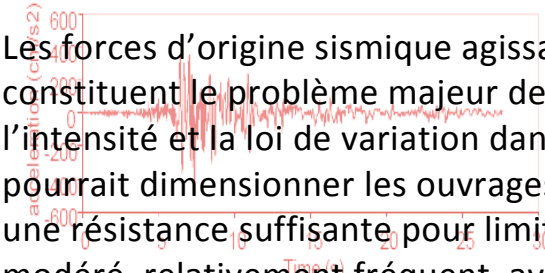


Un séisme, ou tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.
Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, l'apparition de la construction parasismique est nécessaire, de façon à réduire et contrôler les dommages probables et afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.



Le calcul parasismique a pour but d'estimer des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et assurer le confort des occupants.



Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

VI-4-2) Etude sismique pour notre structure :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99** modifié en **2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

✓ Par méthodes statiques :

➢ La méthode statique équivalente.

✓ Par méthodes dynamiques :

➢ La méthode d'analyse modale spectrale.

➢ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV-4-2-1) Choix de la méthode de calcul :

1) La méthode statique équivalente : [L'article 4.1 du RPA99/Version2003]

1.1) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

1.2) Conditions de la méthode :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Condition sur la régularité :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, tel que :

$h_t \leq$ 30 m en zones III → condition non vérifiée

b) Condition complémentaire :

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes, tel que :

⇨ groupes d'usage 3 et 2, si : $h_t \leq$ 17 m ou à 5 niveaux en zones III → condition non vérifiée

IV-4-2-2) Conclusion :

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 définit dans le RPA 99 version 2003.

IV-4-3) La méthode modale spectrale : [L'article 4.3 RPA99/Version2003]

1) Principe de la méthode :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

→ Concept des spectres de réponse sismique élastique :

Un spectre de réponse est une courbe qui donne pour l'ensemble des constructions d'un niveau (caractérisées par leur période propre d'oscillation et leur amortissement relatif) les valeurs maximales de leur réponse.
Donc : la réponse d'une structure a un DDL sollicitée par une accélération à sa base générée par un tremblement de terre.

Les spectres les plus utilisés en génie parasismique sont comme indique la figure suivante,
tel que :

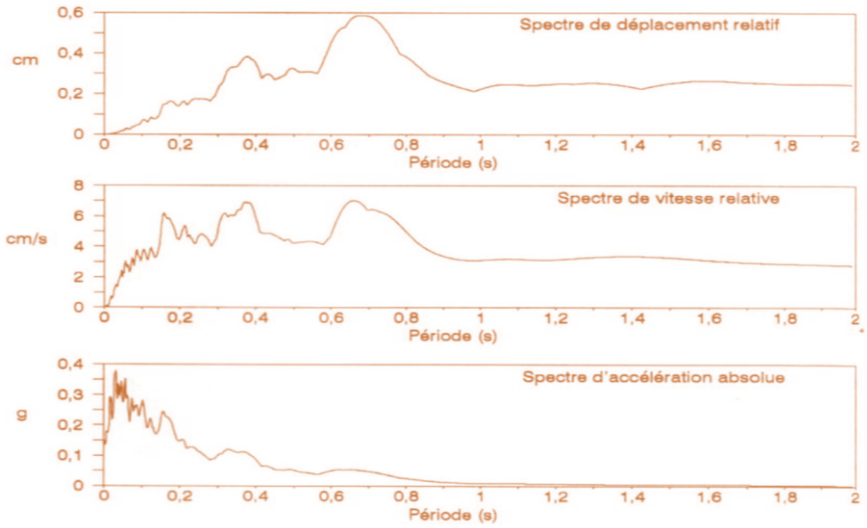


Figure VI.4.1 : Concept des spectres de réponse

- Spectre de déplacement relatif (déplacement spectrale)
- Spectre de vitesse relative (vitesse spectrale)
- Spectre d'accélération absolue (accélération spectrale)

Donc :
Le spectre de réponse est une courbe de réponses maximales en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation, donnée par des valeurs successives de fréquences propres.

D'après le RPA 99 version 2003**[L'article 4.13 RPA99/Version2003]**, l'action sismique est représentée par un spectre de réponse définit comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0\ s \end{cases}$$

Où :

- **A** : coefficient d'accélération de zone en fonction de groupe d'usage **[Tableau 4.1 RPA99/Version2003]**
- **η :** facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

- **ξ** : pourcentage d'amortissement critique **[Tableau 4.2 RPA99/Version2003]**
- **R :** coefficient de comportement de la structure **[Tableau 4.3 RPA99/Version2003]**

→ On suppose que notre structure est contreventée par des voiles et des portiques (contreventement mixte) et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux et horizontaux reprisent par les voiles et les portiques et avoir le résultat qui convient.

- **T_1 ,T_2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site **[Tableau 4.7 RPA99/Version2003]**

• **Q :** facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " **q** " est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au **[Tableau 4.4 RPA99/Version2003].**

Les critères de qualité " **q** " à vérifier sont :

- → Conditions minimales sur les files de contreventement.
- → Redondance en plan.
- → Régularité en plan.
- → Régularité en élévation.
- → Contrôle de la qualité des matériaux.
- → Contrôle de la qualité de l'exécution.

2) Détermination des caractéristiques du spectre de réponse :

D'après l'article précédant **[L'article 4.13 RPA99/Version2003]**, après les calculs pour notre ouvrage, on aura pour les résultats suivants :

Les caractéristiques	La valeur
Le coefficient d'accélération de zone " A "	**A = 0,25**(zone III et groupe d'usage 2)
L'amortissement critique " ξ "	**ξ = 7 %**
Le facteur de correction d'amortissement " η "	**η = 0,88**
Le coefficient de comportement " R "	**R = 5**
Catégorie du site	S_3 (sol meuble)
périodes caractéristiques associées à la catégorie de site " T_1 ,T_2 "	T_1 **= 0,15 s** T_2 **= 0,5 s**
Le facteur de qualité " Q "	**Q = 1,2**

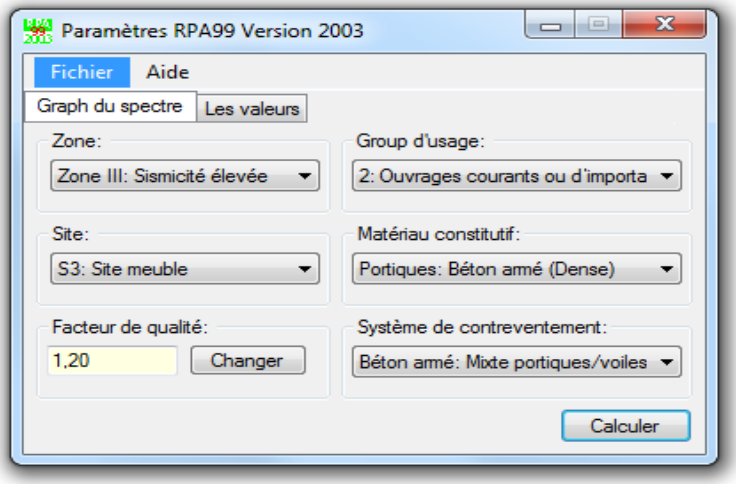
Tableau V.1 : Les caractéristiques de notre spectre de réponse

Ce spectre de réponse sera définie par une application appelée RPA Version 2003 (comme est indiquée ci-dessous), puis on revient sur l'ETABS pour définir les charges sismiques :

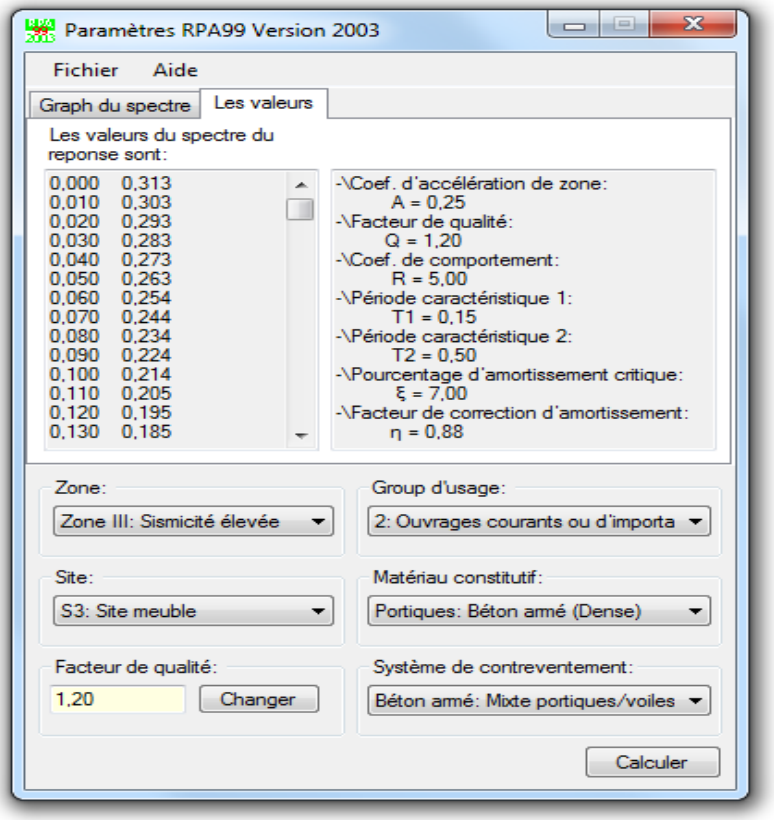
RPA99-2003

Donc :

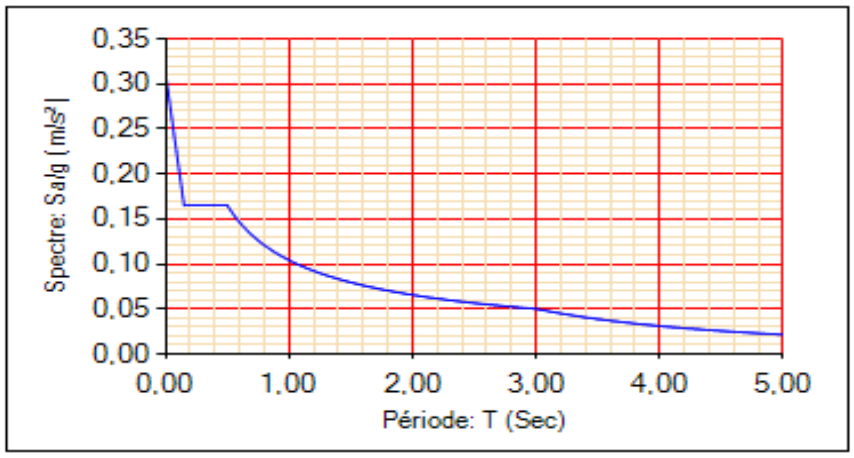
→ Définir les paramètres de notre spectre :



→ Lancer le calcul, on obtient les résultats suivants :



⇨ Enfin, nous obtenons notre spectre de réponse comme suit :



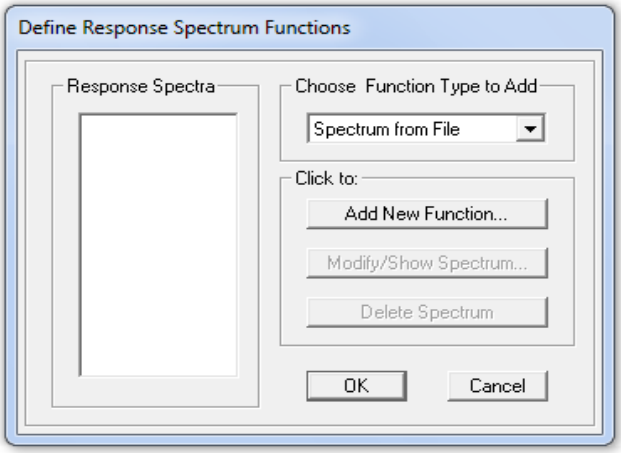
→ Enregistrer sous forme d'un texte, et ça sera dans le dossier où on a enregistré notre projet ETABS : (Fichier > Enregistrer les valeurs > OK).

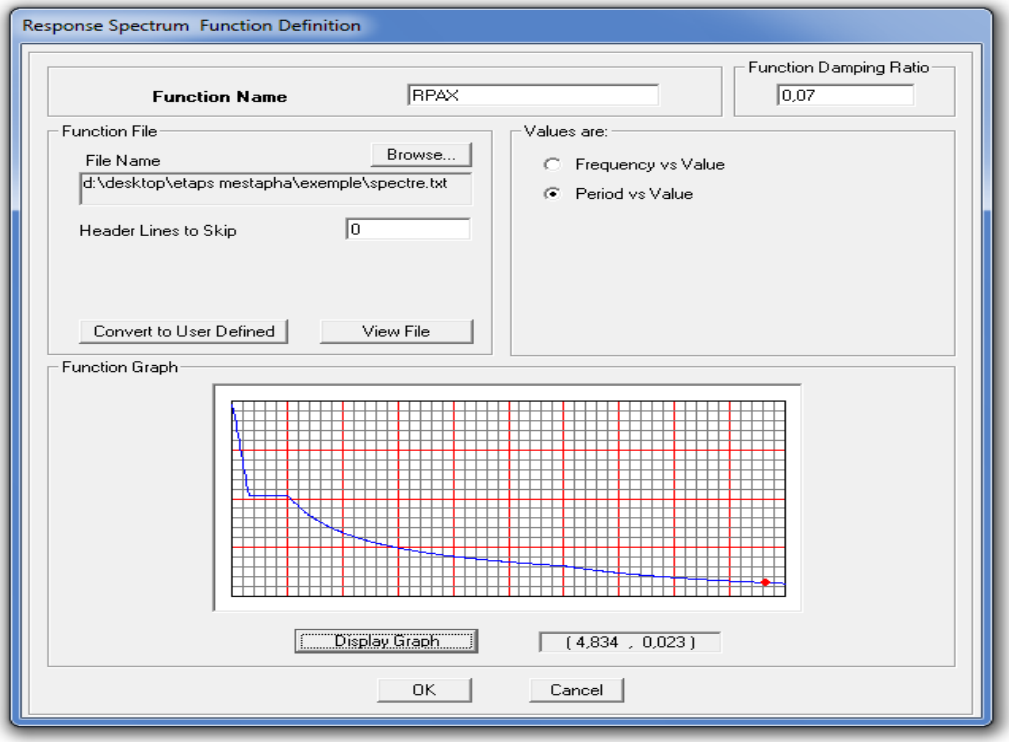
Après la définition du spectre de réponse, on revient sur l'ETABS pour définir les charges sismiques :

a) Introduire le spectre : (RPAX) et (RPAY)

➥ **RPAX :**

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Response Spectrum Functions...**) :

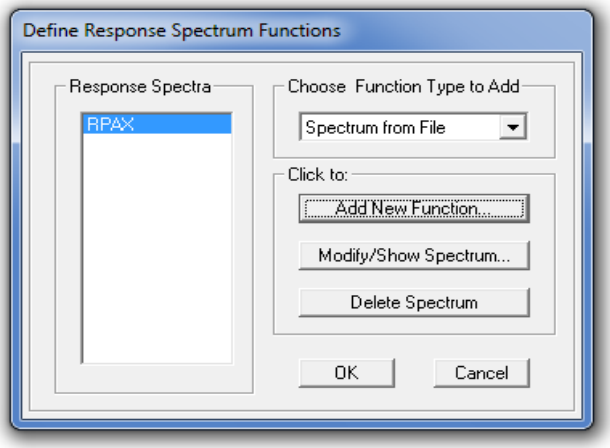


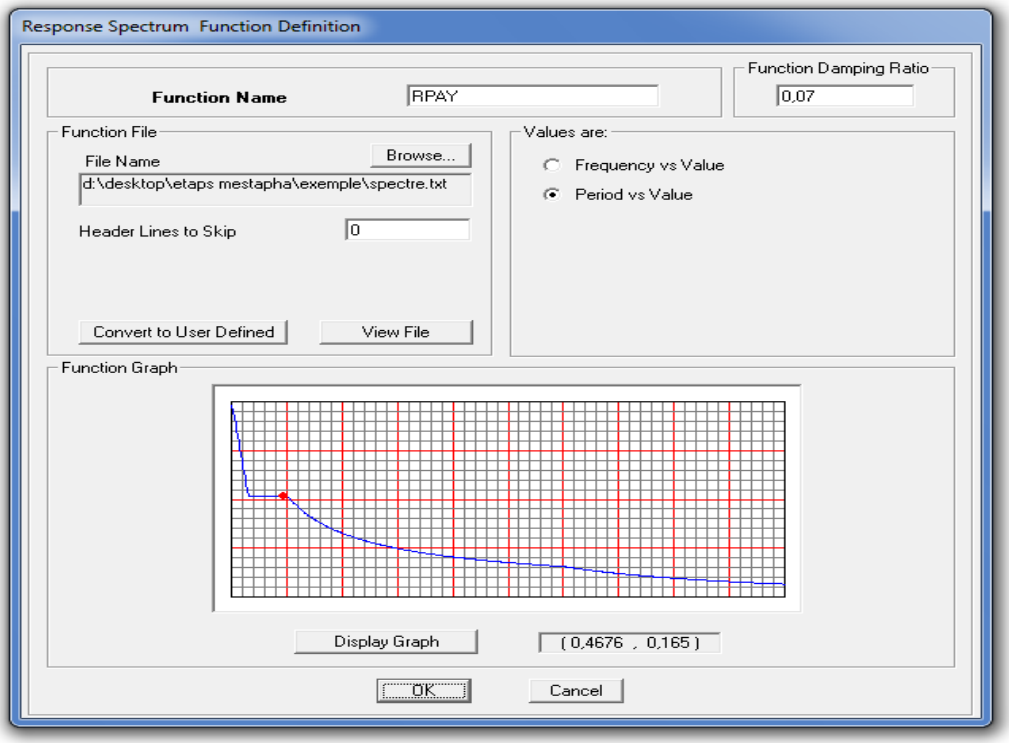


→ Définir les paramètres qui convient, puis valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

➥ **RPAY :**

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Response Spectrum Functions...**) :



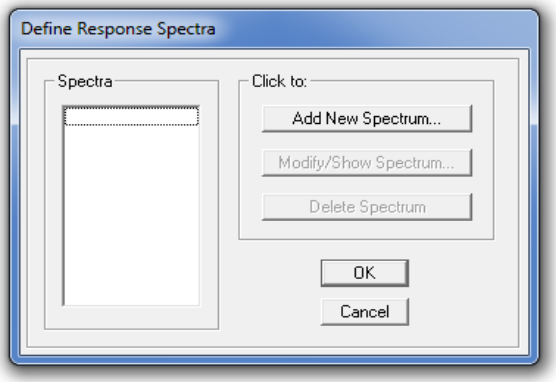


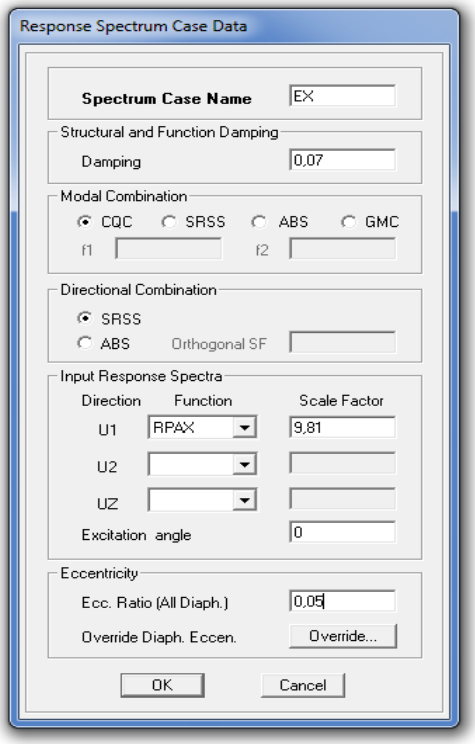
→ Définir les paramètres qui convient, puis valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

b) Définir les charges sismiques : (EX) et (EY)

➢ **La charge EX :**

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Response Spectrum Cases...**) :

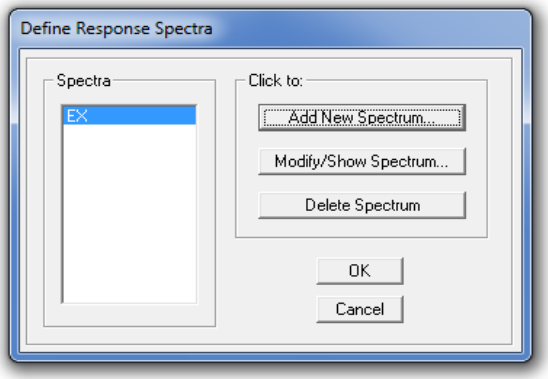


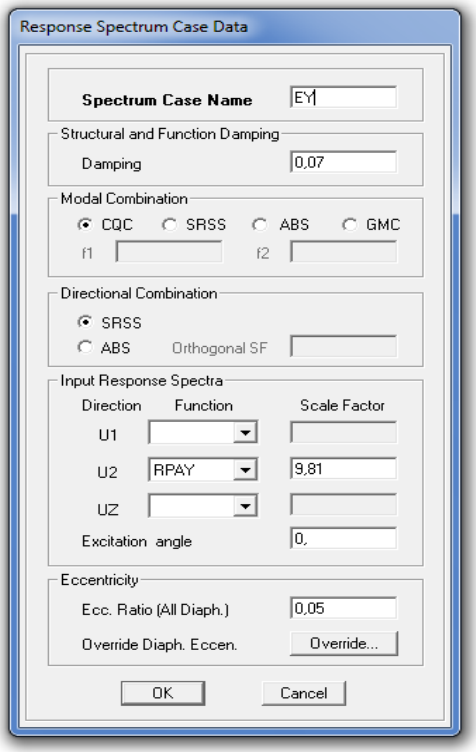


→ Définir les réglages qui convient, puis valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

➢ **La charge EY :**

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Response Spectrum Cases...**) :





→ Définir les réglages qui convient, puis valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

9- Définir la masse sismique.

Selon le RPA 99 version 2003**[L'article 4.2.3** du **RPA99/Version2003]**,le poids total de la structure **W** est égal à la somme des poids **Wi**, calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$$

Où :

• W_{Gi} **:** poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

• W_{Qi} **:** charges d'exploitation.

• β **:** coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation **[Tableau 4.5 PA99/Version2003].**

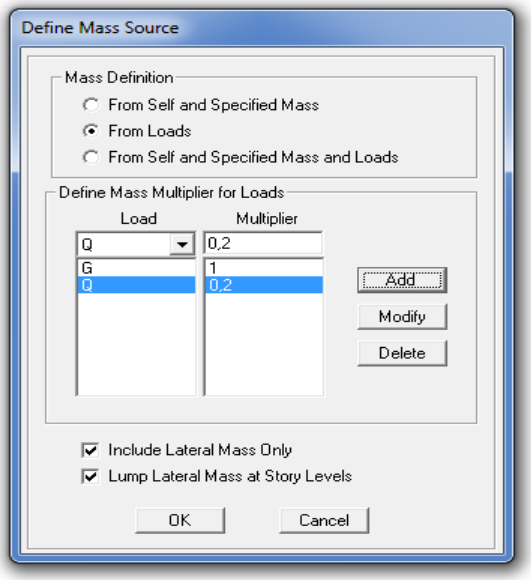
Donc :

$W_T = G + \beta Q$

Dans notre cas : $\beta = 0,2$

⇨ Sur l'ETABS :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Mass Source...**) **:**



→ Valider en cliquant sur **OK**.

10- Définir les combinaisons des charges

1) Combinaisons permanentes : [L'article B.8.2.1.1 du CBA 93]

- ELU : 1,35G +1,5Q
- ELS : G + Q

2) Combinaisons sismiques : [L'article 5.2 RPA99/Version2003]

→ G + Q ± EX

→ G + Q ± EY

→ 0,8G ± EX

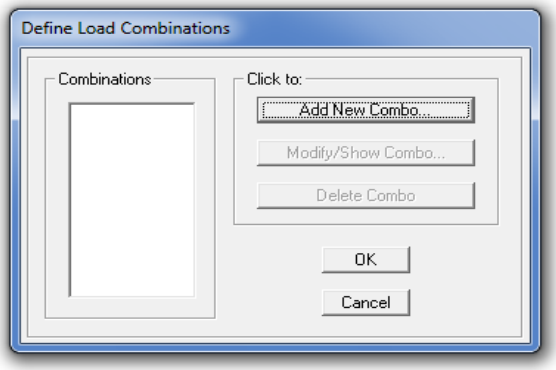
→ 0,8G ± EY

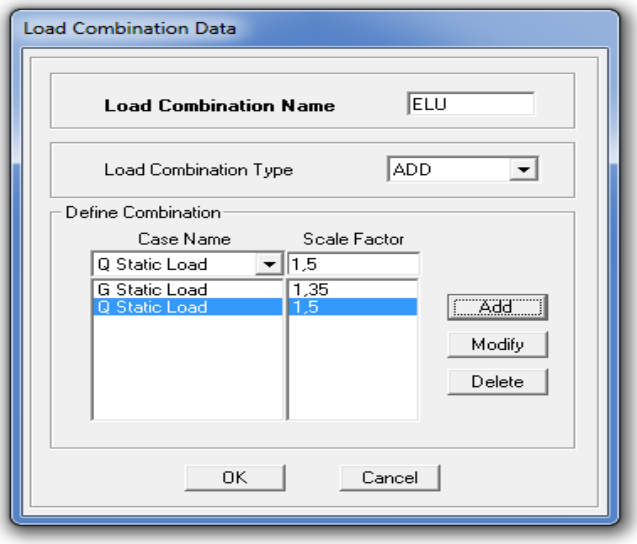
3) Combinaisons de poids : [L'article 4.2.3 RPA99/Version2003]

➢ $W_T = G + 0,2Q$

Sur l'ETABS :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Define** > **Load Combinations...**) :



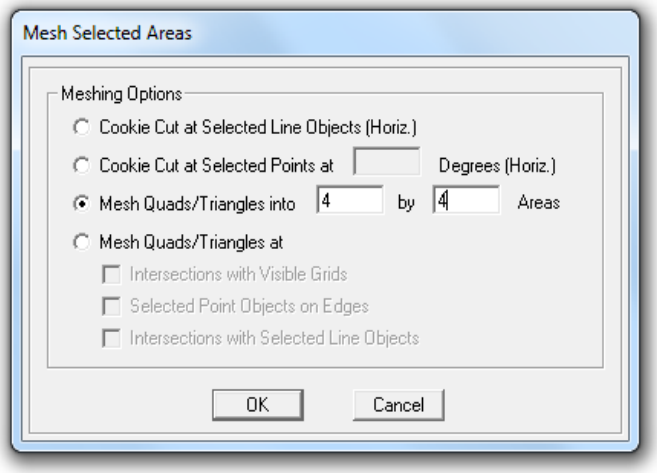


→ Valider en cliquant sur **OK**, **OK**.

Selon la même procédure, on va définir toutes les combinaisons qui restent.

11- Définir le maillage

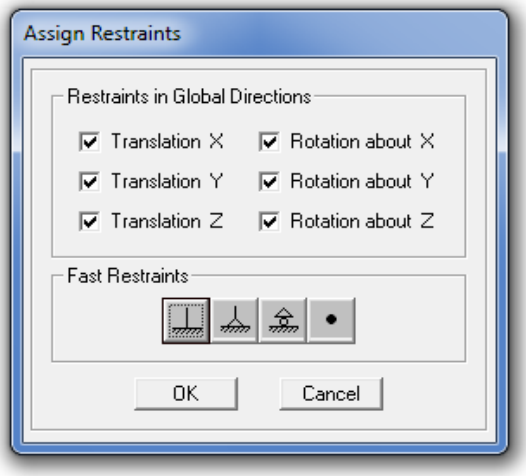
→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Edit** > **Mesh Area...**) :



→ Valider en cliquant sur **OK**.

12- Définir les conditions aux limites

→ Sélectionner tous les nœuds à la base, puis sur le menu texte, cliquer sur (**Assign** > **Joint/Point** > **Restraints (Supports)...**) :

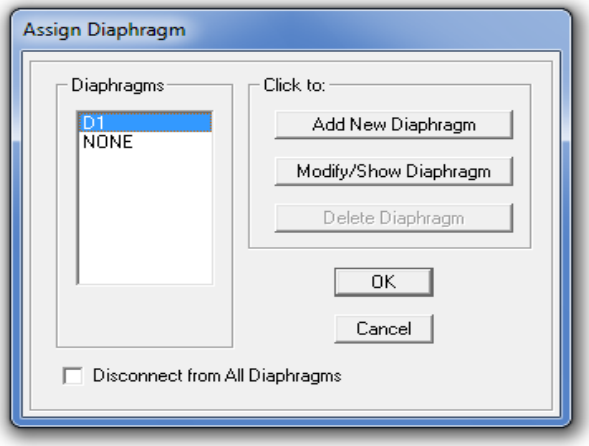


→ Valider en cliquant sur **OK**.

13- Définir les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragme, pour cela :

→ Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y dans le menu déroulant, puis sur le menu texte, cliquer sur (**Assign** > **Joint/Point** > **Diaphragms…**) :



→ Valider en cliquant sur **OK**.

Selon la même procédure pour tout le reste des planchers.

14- Contrôler et lancer l'analyse.

Vérifier le model, puis lancer l'analyse comme suit :

→ Sur le menu texte, cliquer sur (**Analyze** > **Run Analysis**) ou avec la touche (**F5**) du clavier.

15- Exploitation des résultats.

Chapitre VII

Vérification des exigences du RPA 99 / V 2003

VII-1) Introduction :

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et une sécurité satisfaisante, le règlement parasismique Algérien (RPA 99 V/ 2003) exige les vérifications suivantes :

1) Justification du système de contreventement.
2) Vérification de l'effort normal réduit (N_d).
3) Nombre de mode à considérer (pourcentage de la participation de la masse modale).
4) Estimation de la période fondamentale.
5) Vérification de la force sismique à la base.
6) Justification vis-à vis des déformations (vérification des déplacements inter-étages).
7) Justification vis-à vis de l'effet P-Δ.

VII-2) Vérification des exigences RPA99/ V 2003 :

Après le lancement de l'analyse et l'exploitation des résultats, nous passons aux vérifications :

VII-2-1) Justification du système de contreventement : (détermination du R)

D'après **[L'article 3.4** du **RPA99/Version2003]**, pour le choix du système de contreventement et déterminer le coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

▷ **Sous charges horizontales :**

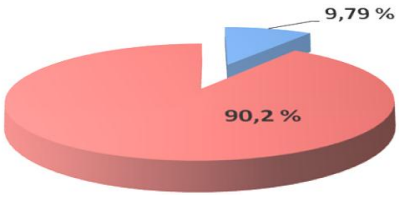
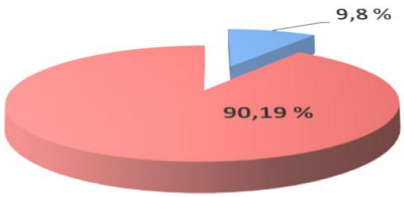
	F_X		F_Y	
Groupes	(KN)	(%)	(KN)	(%)
Total	7748,5	100 %	7557,86	100 %
Portiques	758,65	9,79 %	740,99	9,8 %
Voiles	6989,85	90,2 %	6816,87	90,19 %
Représentation en (%)				

Tableau VII.1 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

▷ **Sous charges verticales :**

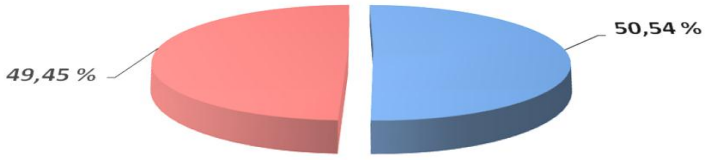
	N	
Groupes	(KN)	(%)
Total	79882,31	100 %
Portiques	40375,25	50,54 %
Voiles	39507,06	49,45 %
Représentation en (%)		

Tableau VII.2 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Conclusion 1 :

Puisque les voiles reprennent 49,45 % des sollicitations dues aux charges verticales et presque 100 % des sollicitations dues aux charges horizontales.

Donc d'après **[L'article 3.4** du **RPA99/Version2003]**, le système de contreventement de la structure est : voile porteur en béton arme, d'où : le coefficient de comportement est : **R = 3,5.**

Alors :

On doit redéfinir notre spectre de réponse avec **R = 3,5**, et on doit refaire toute l'analyse sismique sur l'ETABS selon les mêmes étapes précédentes, et lancer les calculs de nouveau donc on aura les nouveaux résultats.

Finalement notre spectre de réponse est comme suit :

IV-2-2) Vérification de l'effort normal réduit (N_d) :

D'après **[L'article 7.4.3.1** et **7.1.3.3** du **RPA99/Version2003] :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}} \leq 0{,}3$$

Niveau	N_d (KN)	Section (cm^2)	B_c (m^2)	$B_c \cdot f_{c28}$ (KN)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}}$	Observation
TERRASSE	201,33	40 ×40	1600	4000	0,050	Condition vérifiée
ET8	358,84	40 ×40	1600	4000	0,089	Condition vérifiée
ET7	476,78	40 ×40	1600	4000	0,119	Condition vérifiée
ET6	707,67	45×45	2025	5062,5	0,139	Condition vérifiée
ET5	951,42	45×45	2025	5062,5	0,187	Condition vérifiée
ET4	1274,62	45×45	2025	5062,5	0,251	Condition vérifiée
ET3	1651,92	50×50	2500	6250	0,264	Condition vérifiée
ET2	2043,51	50×50	2500	6250	0,326	Condition non vérifiée
ET1	2437,35	50×50	2500	6250	0,389	Condition non vérifiée
RDC	2654,09	50×50	2500	6250	0,424	Condition non vérifiée

Tableau VII.3 : Vérification de l'effort normal réduit

Commentaire :

La vérification de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée pour les poteaux (RDC ; ET1 ; ET2) ,

donc on augmentera leurs section du béton.

Niveau	N_d (KN)	Section (cm^2)	B_c (m^2)	$B_c \cdot f_{c28}$ (KN)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}}$	Observation
TERRASSE	201,33	40 ×40	1600	4000	0,050	Condition vérifiée
ET8	358,84	40 ×40	1600	4000	0,089	Condition vérifiée
ET7	476,78	40 ×40	1600	4000	0,119	Condition vérifiée
ET6	707,67	40×40	1600	4000	0,176	Condition vérifiée
ET5	951,42	45×45	2025	5062,5	0,187	Condition vérifiée
ET4	1274,62	45×45	2025	5062,5	0,251	Condition vérifiée
ET3	1651,92	55×55	3025	7562,5	0,218	Condition vérifiée
ET2	2043,51	55×55	3025	7562,5	0,270	Condition vérifiée
ET1	2437,35	60×60	3600	9000	0,270	Condition vérifiée
RDC	2654,09	60×60	3600	9000	0,294	Condition vérifiée

Tableau VII.4 : Vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation de la section du béton

Conclusion 2 :

Enfin, les sections définitives adoptées pour nos poteaux sont indiquées sur le tableau suivant :

Niveau	Section adoptée B_c (cm^2)
TERRASSE	**40×40**
ET8	**40×40**
ET7	**40×40**
ET6	**40×40**
ET5	**45×45**
ET4	**45×45**
ET3	**55×55**
ET2	**55×55**
ET1	**60 × 60**
RDC	**60 × 60**

Tableau VII.5 : Les sections définitives adoptées pour les poteaux

Présentation des résultats de l'analyse dynamique :

➢ Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a obtenu les résultats dynamiques suivants :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,634691	1,5651	63,2899	1,5651	63,2899	0,7814	0,7814	Translation Y
2	0,625551	63,053	1,2501	64,618	64,54	1,4388	2,2201	Translation X
3	0,447326	1,1634	1,1545	65,7814	65,6945	62,5518	64,772	Rotation autour de Z-Z
4	0,156638	0,1341	19,3735	65,9155	85,068	0,2574	65,0294	Translation Y
5	0,155211	19,331	0,2032	85,2465	85,2711	0,1652	65,1946	Translation X
6	0,104213	0,3519	0,3812	85,5984	85,6523	20,717	85,9116	Rotation autour de Z-Z
7	0,072495	0,0454	3,8998	85,6439	89,5521	0,0554	85,967	Translation Y
8	0,071724	4,1488	0,1376	89,7927	89,6897	0,0282	85,9952	Translation X
9	0,067235	0,0673	3,1648	89,86	92,8545	0,1111	86,1063	Rotation autour de Z-Z
10	0,06647	2,9534	0,016	92,8134	92,8705	0,0597	86,1661	Translation Y
11	0,046884	0,133	0,1827	92,9464	93,0533	6,809	92,9751	Translation X
12 ⋮	0,044049	0,0001	0,0043	92,9465	93,0575	0,0423	93,0174	Rotation autour de Z-Z

Tableau VII.6 : Les modes de vibrations, les périodes et le taux de participation massique de la structure

➢ Nous présentons sur ces trois figures les trois premiers modes de vibrations de notre structure :

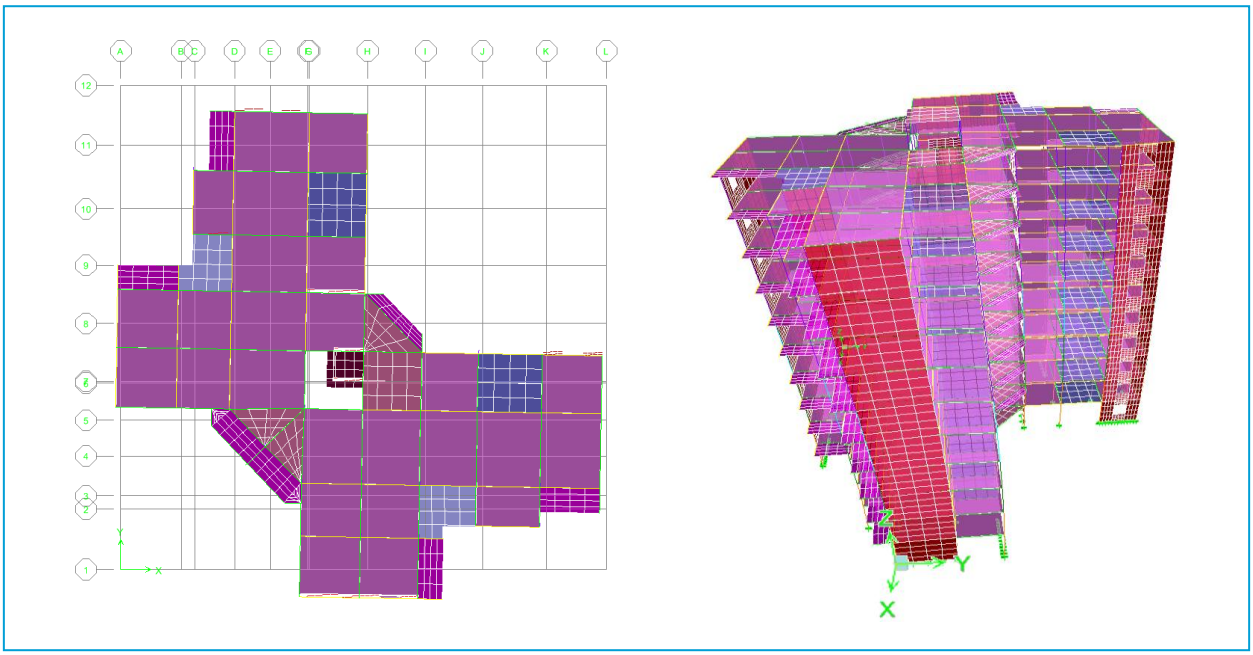


Figure VII. 1 : 1ère mode (T = 0,634691 s ; translation Y-Y)

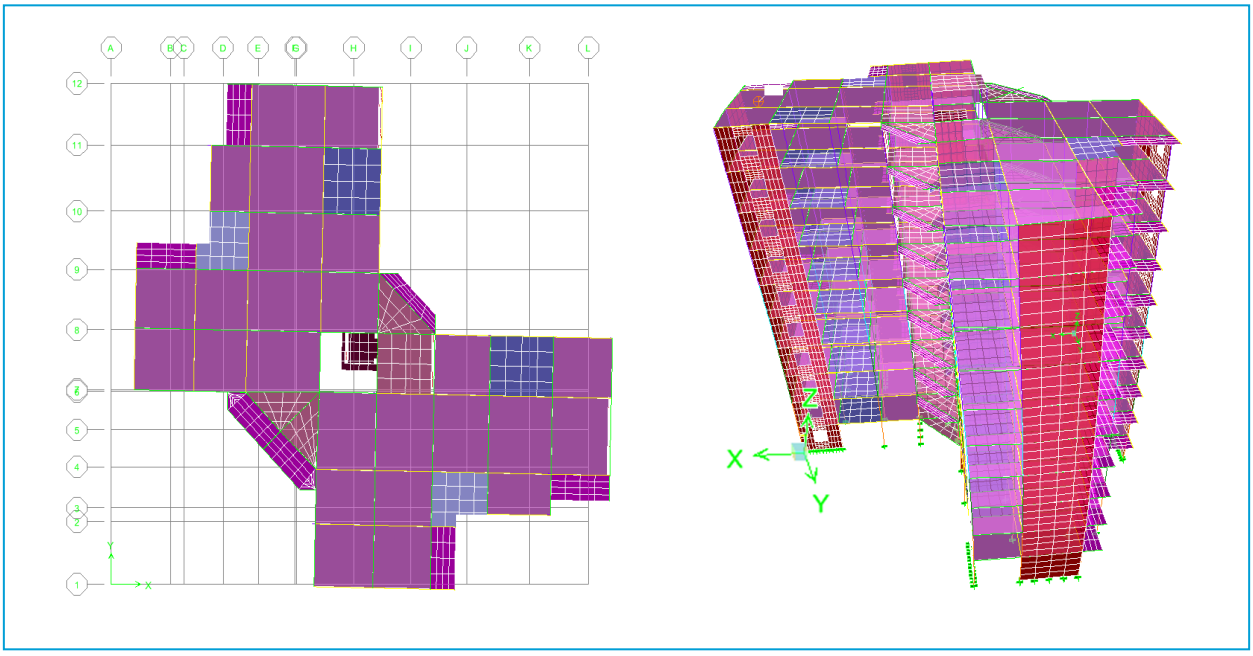


Figure VII. 2 : 2ème mode (T = 0,625551 s ; translation X-X)

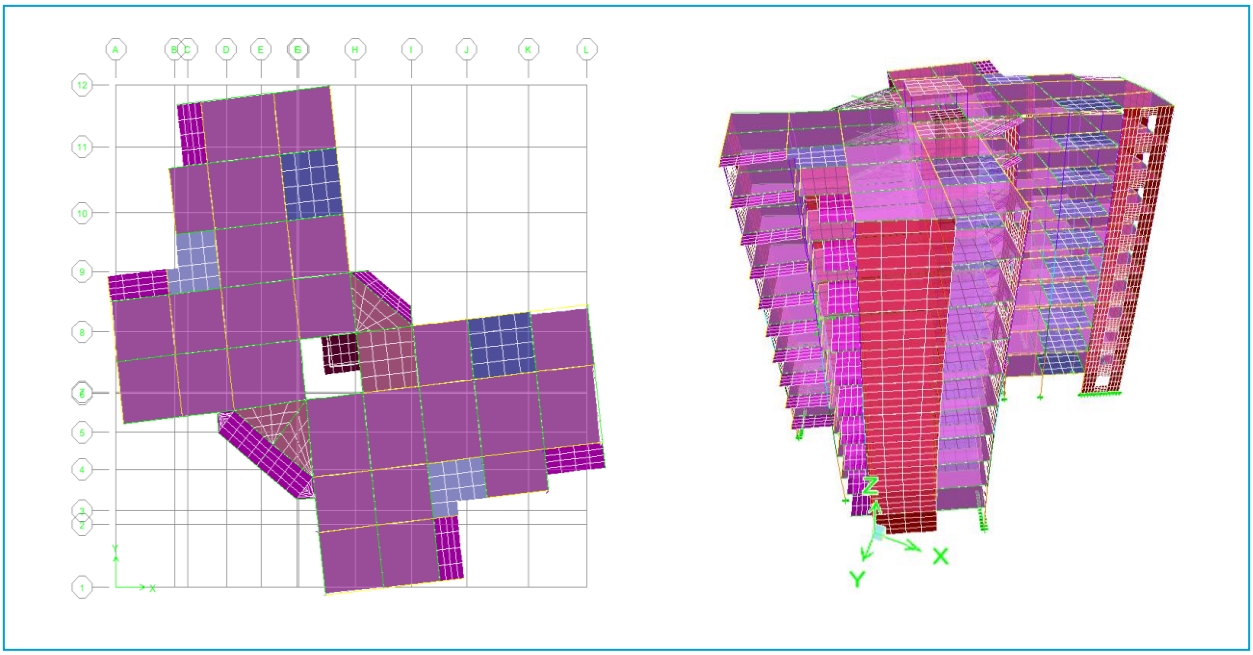


Figure VII. 3 : 3ème mode (T = 0,447326 s ; rotation autour de Z)

➥ **Interprétation des résultats :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on constate ce qui suit :

→ Les modes de vibrations :

➢ Le 1ère mode est un mode de translation Y-Y (U_X = 1,5651 % ; U_Y = 63,2899 %) avec 63,2899 % de participation de masse modale.

➢ Le 2ème mode est un mode de translation X-X (U_X = 63,053 % ; U_Y = 1,2501 %) avec 64,618 % de participation de masse modale.

➢ Le 3ème mode est un mode de rotation autour de Z (R_Z = 62,5518 %) avec 64,772 % de participation de masse modale.

Donc :

D'après ces modes de vibrations obtenus, on peut dire que notre conception structurelle donne un meilleur comportement pour notre structure vis-à-vis du séisme.

→ Les périodes fondamentales :

➢ T_X = 0,625551 s
➢ T_Y = 0,634691 s

VII-2-3) Nombre de mode à considérer : (pourcentage de la participation de la masse modale)

D'après **[L'article 4.3.4** du **RPA99/Version2003]** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

→ 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.

→ Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Donc :

D'après nos résultats obtenus ci-dessus, on constate qu'il nous faut au moins " 10 modes " pour que la masse modale atteigne les 90 % suivant les deux directions (X-X) et (Y-Y) :

SumUX = 92,8134 %
SumUY = 92,8705 %

Conclusion 3 :

Soit 10 modes à considérer.

VII-2-4) Estimation de la période fondamentale :

D'après **[L'article 4.2.4** du **RPA99/Version2003]** :

→ $T_{numérique}$ calculée par la méthode numérique (ETABS), ne doit pas dépasser la valeur T_{emp} estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

→ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T . h_N^{3/4} \quad (4\text{-}6)$$

• C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans note cas :

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré par des voiles en béton armé).

• **h_N :** hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D'où :

$T = C_T .h_N^{3/4} = 0,05 \times (32,6)^{3/4} = 0,682$ S

→ Dans le cas de contreventement assuré par des voiles en béton armé, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (4\text{-}7)$$

Où **D** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans note cas :

$D_X = D_Y = 29,2$ m

D'où :

$$T_X = T_Y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{32,6}{\sqrt{29,2}} = 0,542 \text{ S}$$

→ Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (**4-6**) et (**4-7**) :

D'où :

$T_{X\ empirique} = \min (0,682 \text{ s} ; 0,542 \text{ s}) = 0,542$ s

$T_{Y\ empirique} = \min (0,682 \text{ s} ; 0,542 \text{ s}) = 0,542$ s

→ Vérification :

➢ Sens X-X :

La période fondamentale de la structure	1,3 × $T_{empirique}$	Observation
T_X = 0,625 S	1,3 × $T_{X\ empirique}$ = 1,3 × 0,542 = 0,704 S	Condition vérifiée

Tableau VII.7 : Estimation de la période fondamentale de la structure suivant X-X

➤ Sens Y-Y :

La période fondamentale de la structure	1,3 × $T_{empirique}$	Observation
T_Y = 0,634 S	1,3 ×$T_{Y\ empirique}$ = 1,3 × 0,542 = 0,704 S	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : Estimation de la période fondamentale de la structure suivant Y-Y

Conclusion 4 :

L'estimation de nos périodes fondamentales est vérifiée.

VII-2-5) Vérification de la force sismique à la base :

D'après **[L'article 4.3.6** du **RPA99/Version2003]** :

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $\mathbf{V_t < 0{,}80\ V}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\mathbf{0{,}8\ V/V_t}$.

Donc, on doit vérifier que :

$$\mathbf{V_{MMS} \geq 80\ \% V_{MSE}}$$

➢ V_{MMS} : effort tranchant sismique à la base calculé par la MMS (donné par ETABS).

$$V_{X\ MMS} = 8022{,}13\ KN$$

$$V_{Y\ MMS} = 7961{,}64\ KN$$

➢ V_{MSE} : effort tranchant sismique à la base calculé par la MSE.

D'après **[L'article 4.2.3 du RPA99/Version2003] :**

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

$$V_{MSE} = \frac{A\ .D\ .Q}{R}\ W$$

→ D'après les calculs dans la méthode modale spectrale, on a déjà :

A = 0,25 ; η = 0,88 ; ξ = 7 %

T_1 = 0,15 s ; T_2 = 0,5 s ; R = 3,5

→ **W** : la masse totale de la structure (donnée par ETABS).

$$W = 54420{,}28\ KN$$

→ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

Donc, il nous reste à déterminer sauf le facteur d'amplification dynamique D :

On a :

$T_2 = 0{,}5\ s \leq T_X = 0{,}625\ s \leq 3\ s \longrightarrow D_X = 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$D_X = 2{,}5 \times 0{,}88 \times \left(\frac{0{,}5}{0{,}625}\right)^{2/3} = 1{,}895$

D'où :

$V_{X\ MSE} = \frac{0{,}25 \times 1{,}895 \times 1{,}2}{3{,}5} \times 54420{,}28 = 8839{,}408\ KN$

On a :

$T_2 = 0{,}5\ s \leq T_Y = 0{,}634\ s \leq 3\ s \longrightarrow D_X = 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$D_Y = 2{,}5 \times 0{,}88 \times \left(\frac{0{,}5}{0{,}634}\right)^{2/3} = 1{,}877$

D'où :

$V_{Y\ MSE} = \frac{0{,}25 \times 1{,}877 \times 1{,}2}{3{,}5} \times 54420{,}28 = 8755{,}445\ KN$

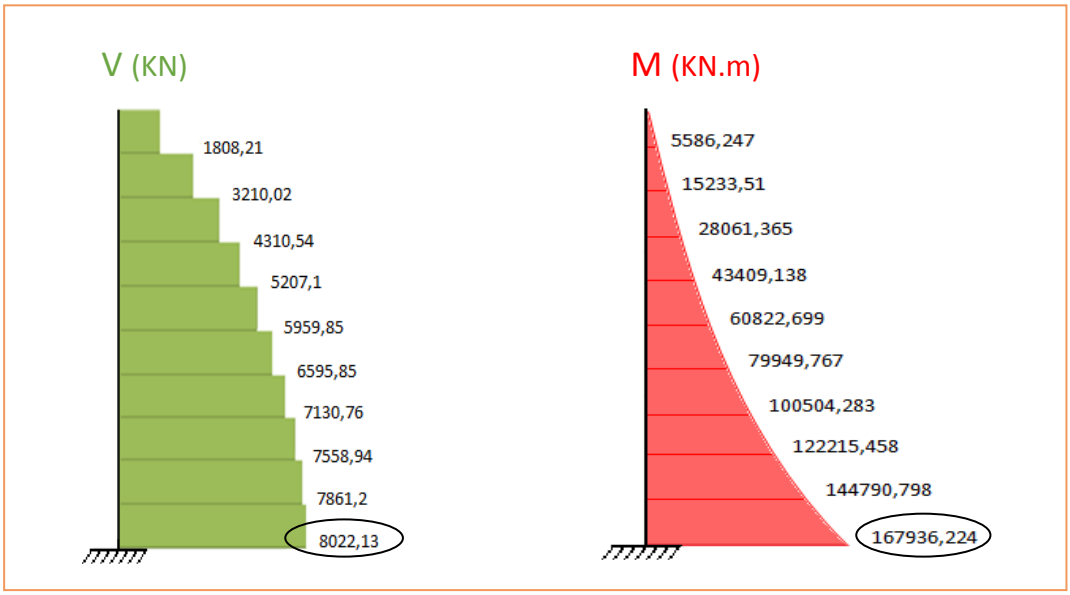


Figure VII. 4 : Diagramme de l'effort tranchant sismique et du moment sismique à la base suivant (X-X)

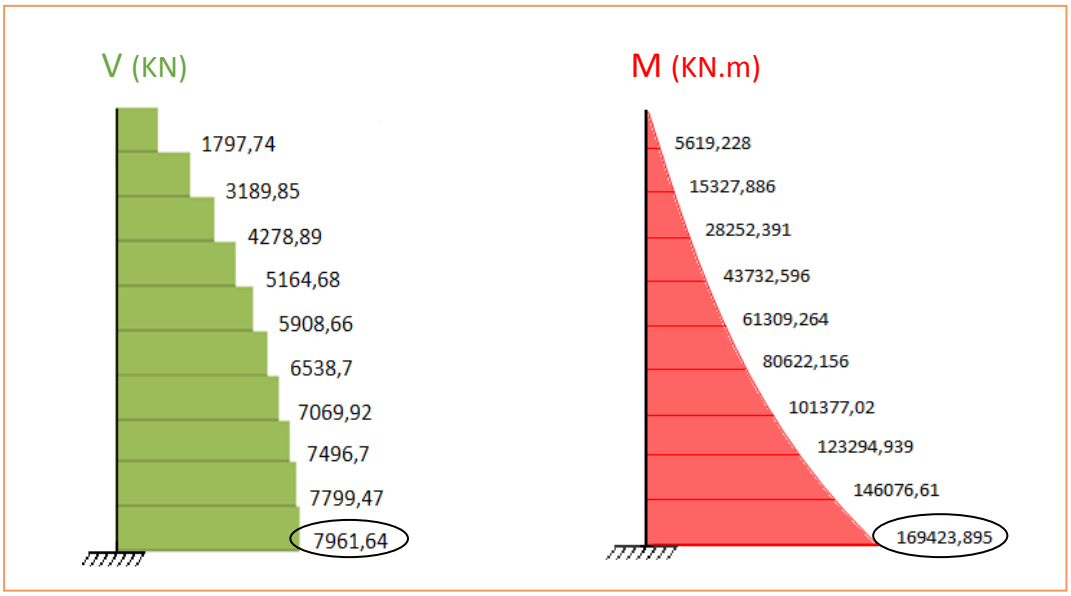


Figure VII. 4 : Diagramme de l'effort tranchant sismique et du moment sismique à la base suivant (Y-Y)

→ Vérification :

➢ Sens X-X :

$V_{X\ MMS}$ (KN)	80% .$V_{X\ MSE}$(KN)	Observation
8022,13	7071,526	Condition vérifiée

Tableau VII.9 : Vérification de l'effort tranchant sismique à la base suivant X-X

➢ Sens Y-Y :

$V_{Y\ MMS}$ (KN)	80% .$V_{Y\ MSE}$(KN)	Observation
7961,64	7004,356	Condition vérifiée

Tableau VII.10 : Vérification de l'effort tranchant sismique à la base suivant Y-Y

Conclusion 5 :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente V.

VII-2-6) Justification vis-à vis des déformations : (vérification des déplacements inter-étages)

D'après **[L'article 5.10** du **RPA99/Version2003] :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après **[L'article 4.43** du **RPA99/Version2003] :**

→ **Le déplacement horizontal** à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

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

• δ_{ek} **:** déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

• **R :** coefficient de comportement.

→ **Le déplacement relatif** au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

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

D'où :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➢ **Suivant X-X :**

Niveau	Diaphragme	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	$/\delta_k - \delta_{k-1}/$ (cm)	1% h_e (cm)	Observation
TERRASSE	D10	**3,08**	3,5	**10,78**	**1,33**	3,06	Condition vérifiée
ET8	D9	**2,7**	3,5	**9,45**	**1,365**	3,06	Condition vérifiée
ET7	D8	**2,31**	3,5	**8,085**	**1,365**	3,06	Condition vérifiée
ET6	D7	**1,92**	3,5	**6,72**	**1,365**	3,06	Condition vérifiée
ET5	D6	**1,53**	3,5	**5,355**	**1,33**	3,06	Condition vérifiée
ET4	D5	**1,15**	3,5	**4,025**	**1,19**	3,06	Condition vérifiée
ET3	D4	**0,81**	3,5	**2,835**	**1,05**	3,06	Condition vérifiée
ET2	D3	**0,51**	3,5	**1,785**	**0,875**	3,06	Condition vérifiée
ET1	D2	**0,26**	3,5	**0,91**	**0,595**	3,06	Condition vérifiée
RDC	D1	**0,09**	3,5	**0,315**			

Tableau VII.11 : Vérification des déplacements inter-étages suivant X-X

➢ **Suivant Y-Y :**

Niveau	Diaphragme	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	$/\delta_k - \delta_{k-1}/$ (cm)	1% h_e (cm)	Observation
TERRASSE	D10	**3,13**	3,5	**10,955**	**1,365**	3,06	Condition vérifiée
ET8	D9	**2,74**	3,5	**9,59**	**1,365**	3,06	Condition vérifiée
ET7	D8	**2,35**	3,5	**8,225**	**1,4**	3,06	Condition vérifiée
ET6	D7	**1,95**	3,5	**6,825**	**1,4**	3,06	Condition vérifiée
ET5	D6	**1,55**	3,5	**5,425**	**1,33**	3,06	Condition vérifiée
ET4	D5	**1,17**	3,5	**4,095**	**1,225**	3,06	Condition vérifiée
ET3	D4	**0,82**	3,5	**2,87**	**1,085**	3,06	Condition vérifiée
ET2	D3	**0,51**	3,5	**1,785**	**0,875**	3,06	Condition vérifiée
ET1	D2	**0,26**	3,5	**0,91**	**0,595**	3,06	Condition vérifiée
RDC	D1	**0,09**	3,5	**0,315**			

Tableau VII.12 : Vérification des déplacements inter-étages suivant Y-Y

Conclusion 6 :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

VII-2-7) Justification vis-à vis de l'effet P-Δ :

D'après **[L'article 5.9** du **RPA99/Version2003]** :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0{,}1$$

Avec :

- $\mathbf{P_K}$ **:** poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{\Delta_K}$ **:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{V_K}$ **:** effort tranchant d'étage au niveau " k ".
- $\mathbf{h_K}$ **:** hauteur de l'étage « k ».

→ Si $0{,}1 < \theta_k < 0{,}2$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur 1/(1- k).

→ Si $\theta_k > 0{,}2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

D'où :

➢ **Suivant X-X :**

Niveau	$/\delta_k - \delta_{k-1}/$ (cm)	P_K (KN)	V_K (x) (KN)	h_K (m)	θ (x)	θ (x)< 0,1
TERRASSE	1,33	**5112,01**	**1401,81**	3,06	**0,0158**	Condition vérifiée
ET8	1,365	**5112**	**1100,52**	3,06	**0,0207**	Condition vérifiée
ET7	1,365	**5112**	**896,56**	3,06	**0,0254**	Condition vérifiée
ET6	1,365	**5271,32**	**752,75**	3,06	**0,0312**	Condition vérifiée
ET5	1,33	**5271,31**	**636**	3,06	**0,0360**	Condition vérifiée
ET4	1,19	**5646,17**	**534,91**	3,06	**0,0410**	Condition vérifiée
ET3	1,05	**5646,16**	**428,18**	3,06	**0,0452**	Condition vérifiée
ET2	0,875	**5861,71**	**302,26**	3,06	**0,0554**	Condition vérifiée
ET1	0,595	**5830,61**	**160,93**	3,06	**0,07044**	Condition vérifiée
RDC						

Tableau VII.13 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X-X

➢ **Suivant Y-Y :**

Niveau	$/\delta_k - \delta_{k-1}/$ (cm)	P_K (KN)	V_K (x) (KN)	h_K (m)	θ (x)	θ (x)< 0,1
TERRASSE	1,365	5112,01	1392,11	3,06	0,0163	Condition vérifiée
ET8	1,365	5112	1089,04	3,06	0,0209	Condition vérifiée
ET7	1,4	5112	885,79	3,06	0,0264	Condition vérifiée
ET6	1,4	5271,32	743,98	3,06	0,0324	Condition vérifiée
ET5	1,33	5271,31	630,04	3,06	0,0363	Condition vérifiée
ET4	1,225	5646,17	531,22	3,06	0,0425	Condition vérifiée
ET3	1,085	5646,16	426,78	3,06	0,0469	Condition vérifiée
ET2	0,875	5861,71	302,77	3,06	0,0553	Condition vérifiée
ET1	0,595	5830,61	162,17	3,06	0,0699	Condition vérifiée
RDC						

Tableau VII.14 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y-Y

Conclusion 7 :

Puisque $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, donc l'effet P-Δ est négligeable.

Conclusion finale :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux : (Tableau VII.5) pour les poteaux ; (e = 25 cm) pour les voiles, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le (RPA 99 V/ 2003), ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Finalement :

▷ Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement positionnés et dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

▷ Le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

▷ L'étude du comportement dynamique d'une structure dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.

▷ Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

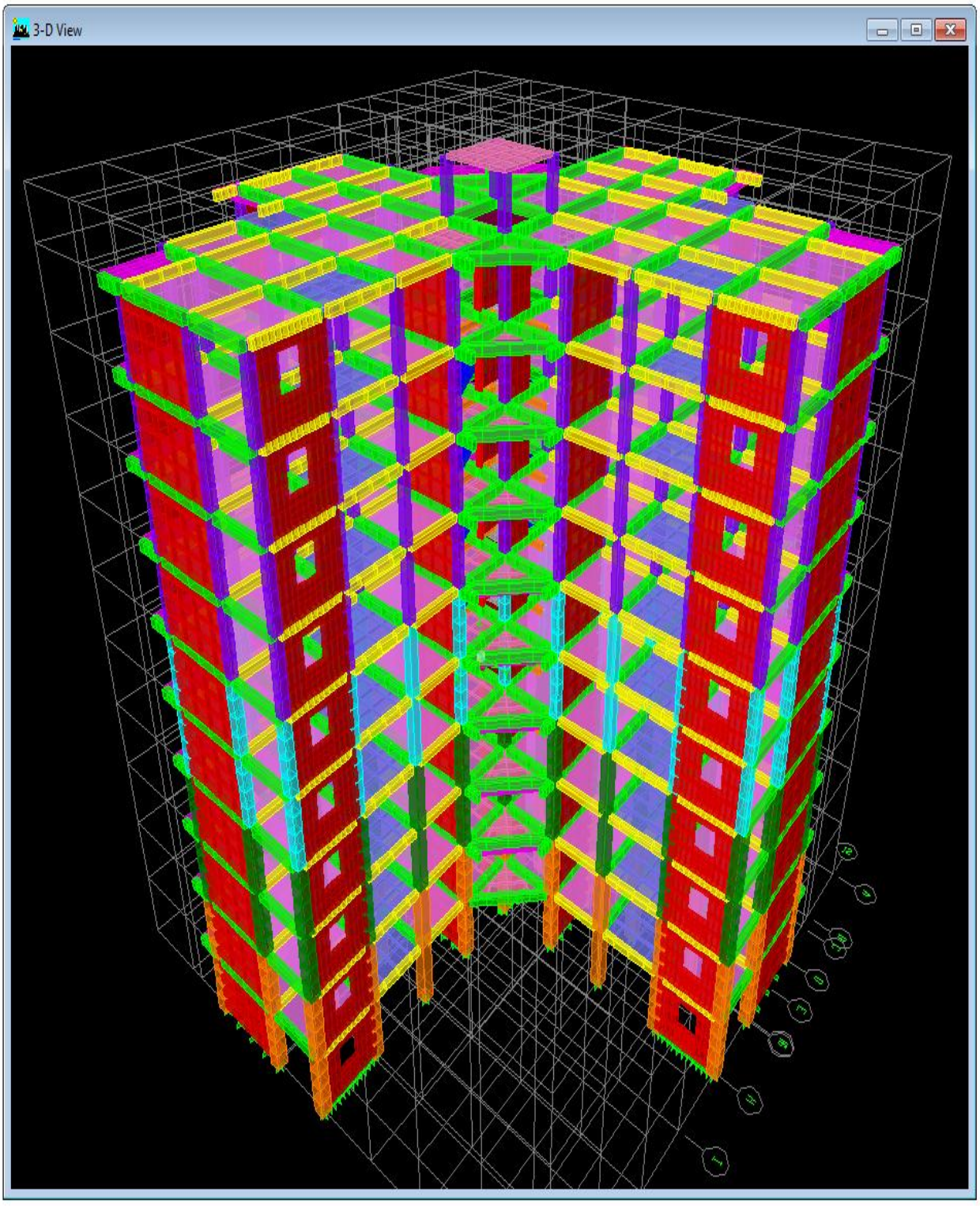


Figure VII. 6 : Vue de la structure en 3d

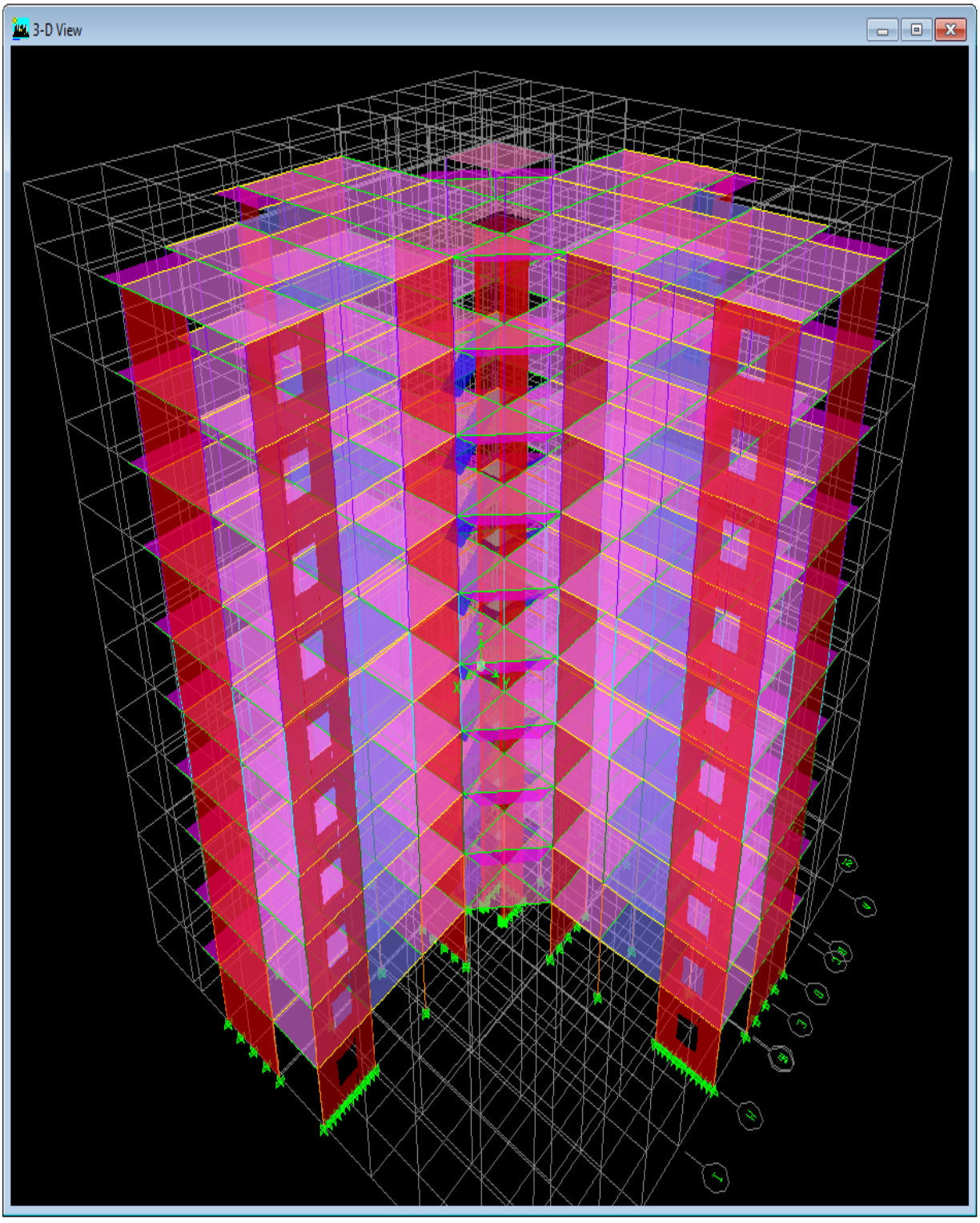
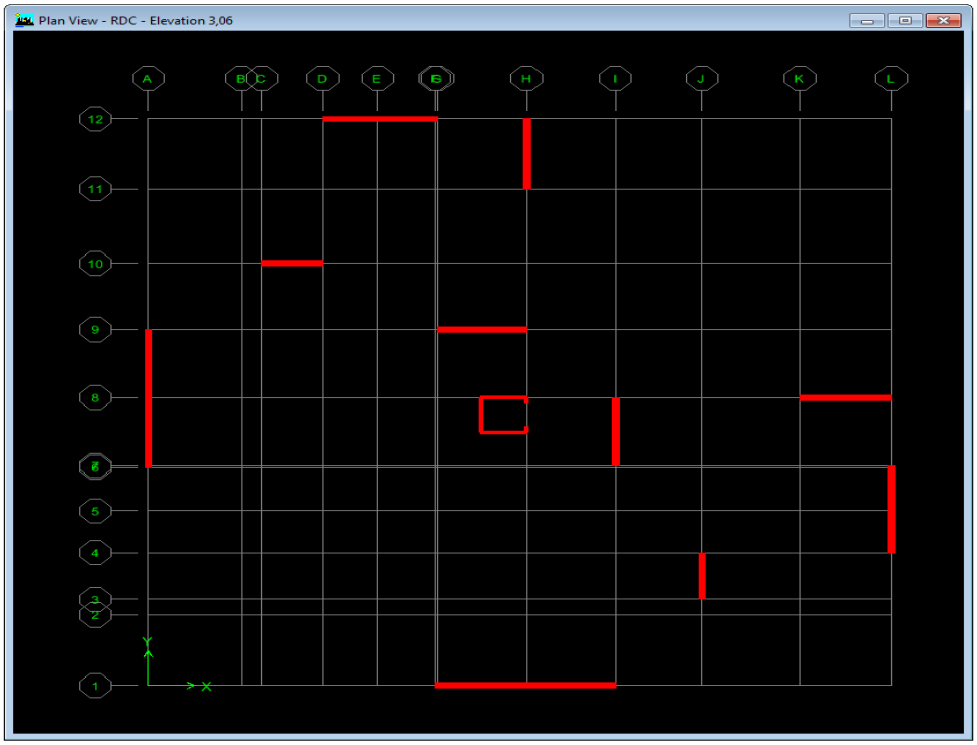
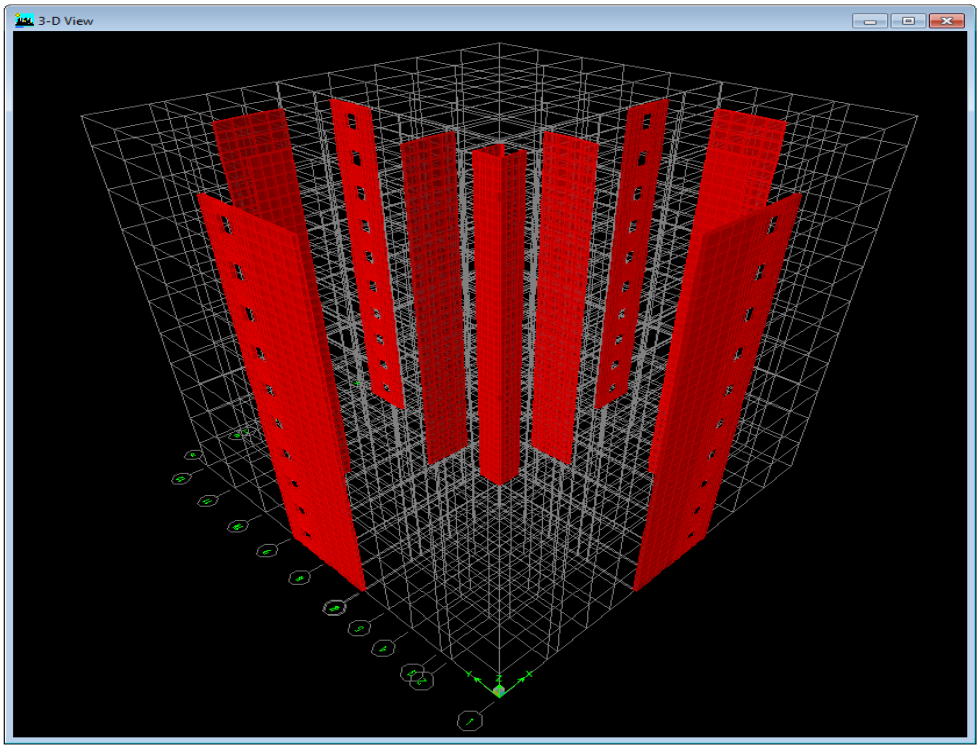


Figure VII. 7 : Vue de la structure en 3d

Conclusion :


Plan View - RDC - Elevation 3,06
A
B
C
D
E
F
H
I
J
K
L
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
Y
X


3-D View

Chapitre VIII

Étude des éléments porteurs

VIII-1) Introduction :

Après avoir calculé au niveau du 6ème et 7ème chapitres les différentes sollicitations par le logiciel d'analyse des structures nommé « ETABS », qui nous a permet la détermination des efforts internes pour les différentes combinaisons de calcul, nous entamons maintenant à déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments structuraux :

- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en respectant la règlementation de calcul du béton armé :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**BAEL 90 mod 99** et **CBA 93**).
- Règles parasismiques algériennes (**RPA99/ Version2003**).

VIII-2) Ferraillage des éléments porteurs :

VIII-2-1) Les poutres :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations les plus défavorables sont déterminées par les combinaisons suivantes :

✓ **Combinaison fondamentale :** Selon **[L'article B.8.2.1.1** du **CBA 93]**

- 1,35G + 1,5Q (ELU)
- G + Q (ELS)

✓ **Combinaison accidentelle :** Selon **[L'article 5.2** du **RPA99/Version2003]**

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Rappel :

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier pour tous les niveaux : (Figure VIII.1.1)

- **Poutres principales (PP) : 30 × 40 (couleur vert)**
- **Poutres secondaires (PS) : 25 × 35 (couleur jaune)**

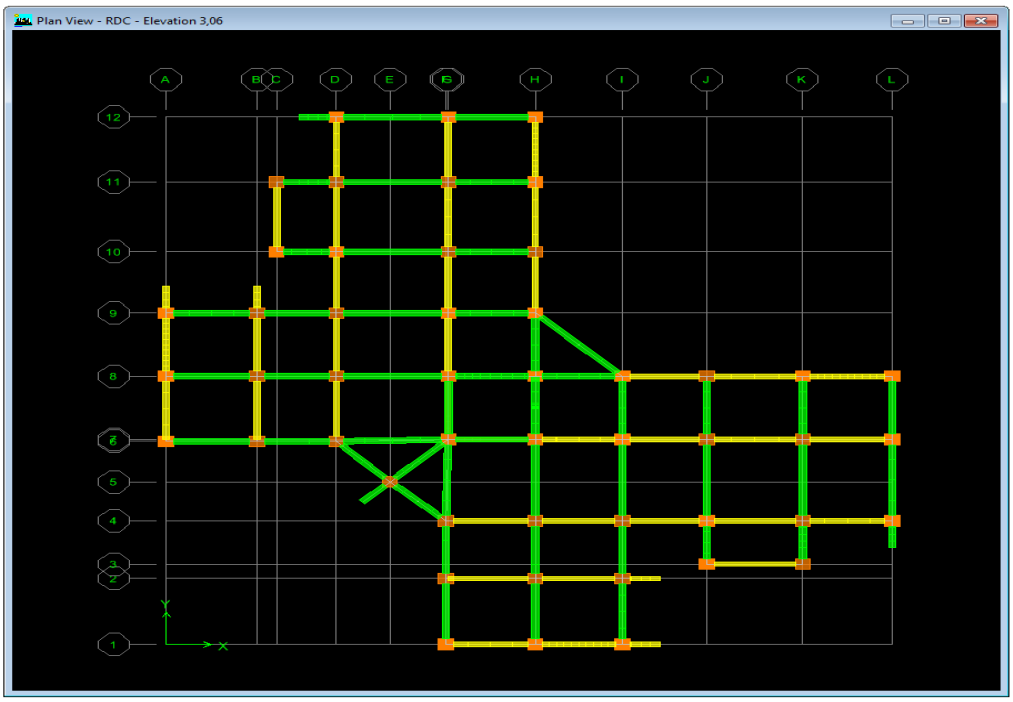


Figure VIII.1.1 : Vue en plan des poutres principales et secondaires

VIII-2-1-1) Recommandation du RPA99/ V 2003 :

a) Les armatures longitudinales : [L'article 7.5.2.1 du RPA99/Version2003] :

➢ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

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

  0,5% en toute section : $A_{l\,min}$ = 0,005 x b x h

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 % en zone courante : $A_{l\,max}$ = 0,04 x b x h
  - 6 % en zone de recouvrement : $A_{l\,max}$ = 0,06 x b x h

➢ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ (en zone III).

➢ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

➢ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là ou les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

➢ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées (voir figure 7.5). Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

➢ Espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

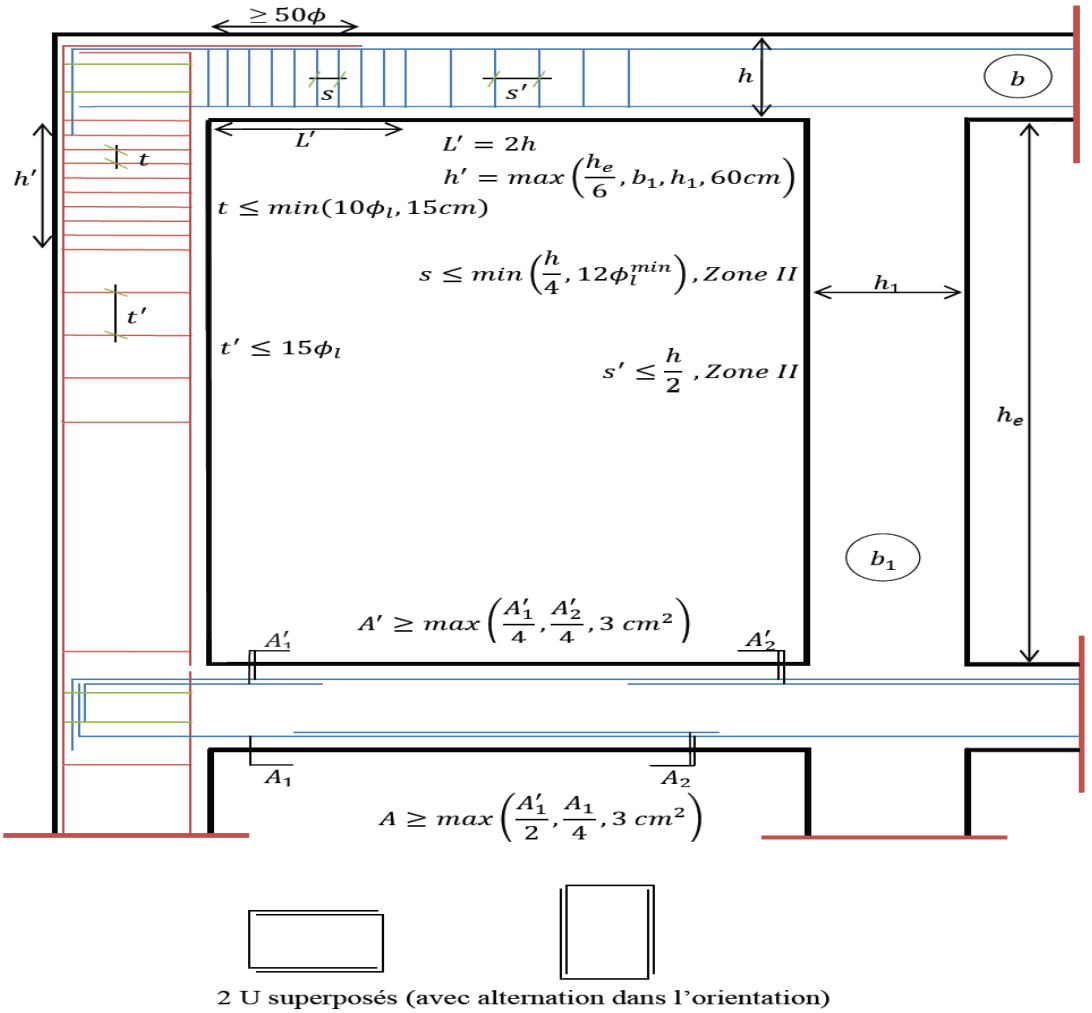


Figure 7.5 : Détail d'un cours d'armature transversales en zone nodale [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]

D'où :

Les résultats des prescriptions du (**RPA99/ V 2003**) définit ci-dessus sont résumés dans le tableau suivant :

	Section des poutres (cm^2)	$A_{l\,min}$ (cm^2)	$A_{l\,max}$ (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Poutre principale (PP)	30 × 40	6	48	72
Poutre secondaire (PS)	25 × 35	4,375	35	52,5

Tableau VIII.1.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales des poutres

→ **Délimitation de la zone nodale pour les poutres : [L'article 7.4.2.1** du **RPA99/Version2003]** :

➢ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2.

La zone nodale est définie par h' et l' :

l' = 2h

h' = max ($h_e/6$; b_1 ; h_1 ; 60cm)

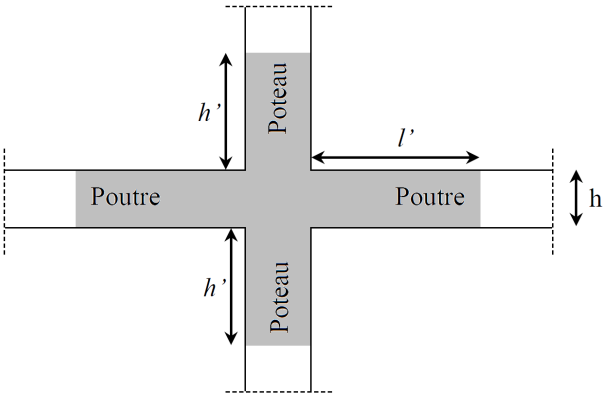


Figure 7.2 : Délimitation de la zone nodale des poutres [L'article 7.4.2.1 du **RPA99/Version2003]**

D'où :

• **Poutre principale : PP (30 × 40)**

l' = 2h = 2 × 40 = 80 cm

• **Poutre secondaire : PS (25 × 35)**

l' = 2h = 2 × 35 = 70 cm

b) Les armatures transversales : [L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]

➢ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0{,}003 \times S \times b$$

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

▪ Dans la zone nodale, et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire :

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

▪ En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

➢ La valeur du diamètre $\emptyset_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➢ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII-2-1-2) Calcul du ferraillage :

Nos poutres (PP) et (PS) seront ferraillées avec les sollicitations suivantes (selon la combinaison la plus défavorable) :

⇨ Poutres principales :

À L'ELU :	À L'ELS :
$M_{travée}$ = 161,138 KN.m [0,8G ± E]	$M_{S\ travée}$ = 30,293 KN.m
M_{appuis} = – 179,71 KN.m [G + Q ± E]	$M_{S\ appuis}$ = – 54,328 KN.m
V^{max} = 130,1 KN [G + Q ± E]	

⇨ Poutres secondaires :

À L'ELU :	À L'ELS :
$M_{travée}$ = 58,558 KN.m [G + Q ± E]	$M_{S\ travée}$ = 15,333 KN.m
M_{appuis} = – 71,236 KN.m [G + Q ± E]	$M_{S\ appuis}$ = – 23,65 KN.m
V^{max} = 58,56 KN [G + Q ± E]	

Organigramme de calcul des armatures longitudinales d'une section rectangulaire en flexion simple à l'ELU

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

On distingue deux cas :

Si

$\mu < \mu_\ell = 0{,}392$

La section est :
Simplement armée (S.S.A)

▪ (Asc = 0)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$\mu > \mu_\ell = 0{,}392$

La section est :
Doublement armée (S.D.A)

▪ (Asc ≠ 0)

Armatures tendues

$$Ast = \frac{M_e}{\beta\, d\, \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

Armatures comprimées :

$$Asc = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

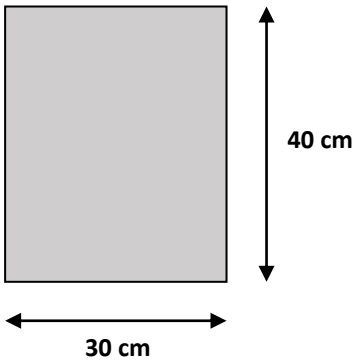
• Ast : Section d'armature inférieure tendue.

• Asc : Section d'armature supérieure la plus comprimée.

A) Poutres principales : (30 × 40)

VIII-2-1-2-1-a) Ferraillage à L'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**



Étude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

b = 30 cm ; h = 40 cm ; c = 2,5 cm ; d = h – c = 37,5 cm

➢ **En travée :**

→ **M_t = 161,138 KN. m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{161{,}138 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}268$$

$\mu = 0{,}268 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}268 \longrightarrow \beta = 0{,}841$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{161{,}138 \times 10^3}{0{,}841 \times 37{,}5 \times 348} = 14{,}682 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 3HA16(file) + 3HA20(chapeau) = 6,03 + 9,42 = 15,45 cm²**

➢ **Aux appuis :**

→ **M_a = − 179,71 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{179{,}71 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}299$$

$\mu = 0{,}299 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}229 \longrightarrow \beta = 0{,}867$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{179{,}71 \times 10^3}{0{,}867 \times 37{,}5 \times 348} = 15{,}88 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 3HA20(file) + 3HA20(chapeau) = 9,42 + 9,42 = 18,84 cm²**

- **Les armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]** :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

- ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;
- h : hauteur de la poutre ;
- b : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{400}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{300}{10}\right\} = \min\{11{,}42 ; 20 ; 30\} = 11{,}42 \text{ mm}$$

→ On choisit **un cadre ϕ8** avec **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

→ **Espacement des cadres :**

D'après **[L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]** l'espacement est donné selon les deux zones :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 2\right) = \min(10 ; 24) = 10 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 8 cm

➢ **En zone courante (en travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 16 cm

VIII-2-1-2-2-a) Vérification à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 37{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}358 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 15{,}45 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1{,}358 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 18{,}84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1{,}358 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle :[L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d}$; $V_u^{max} = 130{,}1$ KN

$\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa (fissuration est préjudiciable) [L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

$$\tau_u = \frac{130{,}1 \times 10^3}{300 \times 375} = 1{,}15 \text{ MPa}$$

On a :

$\Rightarrow \tau_u = 1{,}15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5$ ⟶ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

$$\frac{2\,V_u}{b\;0{,}9\,d} \leq 0{,}8\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

on a : V_u^{max} = 130,1 KN

$$\frac{2 \times 130{,}1 \times 10^3}{300 \times 0{,}9 \times 375} = 2{,}57 \text{ Mpa}$$

$$0{,}8 \times \frac{25}{1{,}5} = 13{,}33 \text{ Mpa}$$

2,57 MPa ≤ 13,33 MPa

⟶ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = \frac{1{,}15}{400}\left(130{,}1 + \frac{179{,}71}{0{,}9 \times 0{,}375}\right) \times 10 = 19{,}049\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté} = 18{,}84\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 19{,}049\ cm^2$ ⟶ Condition non vérifiée

⟹ On constate que la condition n'est pas vérifiée, donc on doit rajouter un chapeau " **1HA10** " au niveau des appuis :

Soit :

⇒ **A_{sa} = 3HA20(file) + [3HA20 + 1HA10](chapeau) = 19,62 cm²**

Remarque : on a : S_t = 8 cm ≤ min ($\frac{40}{4}$; 12 x 1) = min (10 ; 12) = 10 cm

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- A_{si} : un paquet des barres.
- A_s : la section totale des armatures tendues.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet ($\sum U_i = n.\pi.\phi$).

➢ **En travée :**

On a : 3HA16 + 3HA20

$$\sum U_i = 3 \times 3{,}14 \times 16 = 150{,}72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{130{,}1 \times 10^3}{0{,}9 \times 375 \times 150{,}72} \times \frac{5{,}15}{15{,}45} = 0{,}85 \text{ Mpa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}85$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

On a : 6HA20 + 1HA10

➔ Toutes les barres sont de même diamètre, la formule devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

$\Sigma U_i = 6 \times 3{,}14 \times 20 = 376{,}8$ mm

$\tau_{se} = \dfrac{130{,}1 \times 10^3}{0{,}9 \times 375 \times 376{,}8} = 1{,}02$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa ⟶ $\tau_{se} = 1{,}02$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa

Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_S}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

D'où :

➢ **En travée :**

→ Pour Ø16 :

$L_S = \dfrac{16}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 563{,}38$ mm

On prend : → L_S **= 60 cm**

→ Pour Ø20 :

$L_S = \dfrac{20}{4} \times \dfrac{400}{2{,}84} = 704{,}225$ mm

On prend : → L_S **= 75 cm**

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø10 : $L_s = \frac{10}{4} \times \frac{400}{2,84} = 352,112$ mm ⟶ On prend : L_s **= 40 cm**

→ Pour Ø20 : $L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2,84} = 704,225$ mm ⟶ On prend : L_s **= 75 cm**

→ D'après **[L'article A.6.1.2.1.5.3** du **CBA93]** ; on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors - crochet est au moins égale à : **0,4** L_s pour les aciers **HA**.

➢ **En travée :**

→ Pour Ø16 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 60 = 24$ cm

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø10 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16$ cm

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

6) Pourcentage minimum des armatures longitudinale :

D'après **[L'article 7.5.2** du **RPA99/Version2003]** :

$$\sum As_{adopté} \geq 0,005 \times b \times h$$

➢ **En travée :**

$\sum As_{adopté} = (3HA16 + 3HA20) = 6,03 + 9,42 = 15,45\ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 15,45\ cm^2 \geq 0,005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

➢ **Aux appuis :**

$\sum As_{adopté} = 6HA20 + 1HA10 = 19,62\ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 19,62\ cm^2 \geq 0,005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Les armatures transversales :**

1) Vérification de la quantité des armatures transversales :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]**, la quantité des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b$$

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 8 \times 30 = 0{,}72\ cm^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0{,}72\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 16 \times 30 = 1{,}44\ cm^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_{t\,min} = 1{,}44\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2** du **CBA93] :** $\dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$\dfrac{2{,}01 \times 400}{30 \times 8} = 3{,}35$ MPa $\geq 0{,}4$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$\dfrac{2{,}01 \times 400}{30 \times 16} = 1{,}675$ MPa $\geq 0{,}4$ MPa ⟶ condition vérifiée

VIII-2-1-2-3-a) Vérification à l'ELS :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99]**, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa (FPP)

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_{ap} = 54{,}328 \text{ KN .m} \\ A_{ap} = 19{,}62 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 19{,}62}{30 \times 37{,}5} = 1{,}744 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}830 \\ K_1 = 14{,}41 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{54{,}328 \times 10^3}{0{,}830 \times 37{,}5 \times 19{,}62} = 88{,}964 \text{ MPa}$$

On a :

$\sigma_{st} = 88{,}964$ Mpa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ Mpa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{88{,}964}{14{,}41} = 6{,}173$ MPa

On a :

$\sigma_{bc} = 6{,}173$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $\begin{cases} M_s^t = 30{,}293 \text{ KN .m} \\ A_{st} = 15{,}45 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 15{,}45}{30 \times 37{,}5} = 1{,}373 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}843 \\ K_1 = 16{,}85 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{30{,}293 \times 10^3}{0{,}843 \times 37{,}5 \times 15{,}45} = 62{,}023 \text{ MPa}$$

On a :

$\sigma_{st} = 62{,}023$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{62{,}023}{16{,}85} = 3{,}680 \text{ MPa}$$

On a :

$\sigma_{bc} = 3{,}680$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91/revisé99]**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ .....(1) { h : hauteur de la poutre principale. ; L : longueur de la plus grande travée. }

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ .....(2) { M_t : moment max en travée. ; M_0 : moment max isostatique. }

- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .....(3) { f_e : limite d'élasticité de l'acier. ; As : section d'armature en travée. }

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0,1$.....Condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} = \frac{15,45}{30 \times 37,5} = 0,013 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$.....Condition non vérifiée.

$\Rightarrow$ Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, c'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f < \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

- f : La flèche de la poutre.
- $\overline{f}$: La flèche admissible
- L : La plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500}$$

On a :

$\overline{f_{adm}} = \frac{450}{500} = 0{,}9$ cm

M_s : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 30,293 KN.m).

E_v : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).

I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : Coefficients.

✓ Aire de la section homogénéisée :

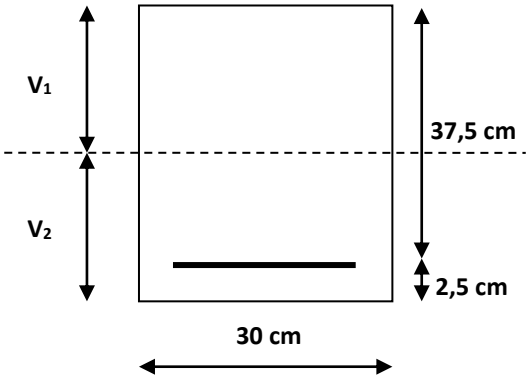
$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$

Avec :

B_0 : la section homogène.

$B_0 = (30 \times 40) + (15 \times 15{,}45)$

$\Rightarrow$ $B_0 = 1431{,}75$ cm^2



✓ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

$S_{xx} = \frac{30 \times (40)^2}{2} + 15 \times 15{,}45 \times 37{,}5$ $\Rightarrow$ $S_{xx} = 32690{,}625$ cm^2

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \dfrac{32690,625}{1431,75} = 22,832 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 = 40 - 22,832 = 17,168 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} \times (22,832^3 + 17,168^3) + 15 \times 15,45 \times (17,168 - 2,5)^2 \Rightarrow I_0 = 219485,333 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b}{b}\right)}$$

Et : $\rho = \dfrac{A_t}{b \times d} = \dfrac{15,45}{30 \times 37,5} \Rightarrow \rho = 0,0137$

D'où :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0137 \times \left(2 + \frac{3 \times 30}{30}\right)} = 1,53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1,53 = 0,612$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75\, f_{t28}}{4\, \rho\, \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0137 \times 92,313) + 2,1} = 0,48$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\ I_0}{1 + \mu\,.\,\lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 219485{,}333}{1 + (0{,}48 \times 0{,}612)}$$

$$I_{fv} = 186614{,}106\ cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{30{,}293 \times 10^4 \times 450^2}{10 \times 10818{,}865 \times 186614{,}106} = 3{,}038\ mm$$

On a :

$$f = 0{,}304\ cm < \overline{f_{adm}} = 0{,}9\ cm$$

$\Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion 1 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

⇨ Poutres principales (30 × 40) :

✓ **Armatures longitudinales :**

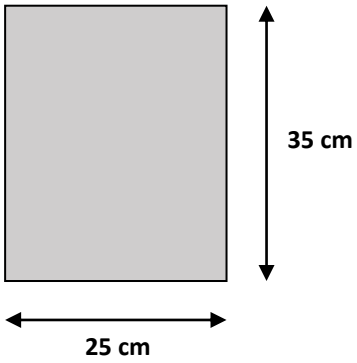
- **En travée :** **3HA16(file) + 3HA20(chapeau)**
- **Aux appuis :** **3HA20(file) + [3HA20 + 1HA10](chapeau)**

✓ **Armatures transversales :**

- **En zone nodale :** **2HA8 avec ST = 8 cm**
- **En zone courante :** **2HA8 avec ST = 16 cm**

B) Poutres secondaires : (25 × 35)

VIII-2-1-2-1-b) Ferraillage à L'ELU :



- **Les armatures longitudinales :**

Étude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

b = 25 cm ; h = 35 cm ; c = 2,5 cm ; d = h – c = 32,5 cm

➢ **En travée :**

→ **M_t = 58,558 KN. m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{58{,}558 \times 10^3}{25 \times 32{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}156$$

$\mu = 0{,}156 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}156 \longrightarrow \beta = 0{,}915$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{58{,}558 \times 10^3}{0{,}915 \times 32{,}5 \times 348} = 5{,}65\ cm^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 3HA16 = 6,03 cm²**

➢ **Aux appuis :**

→ **M_a = − 71,236 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{71{,}236 \times 10^3}{25 \times 32{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}189$$

$\mu = 0{,}189 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}189 \longrightarrow \beta = 0{,}894$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71{,}236 \times 10^3}{0{,}894 \times 32{,}5 \times 348} = 7{,}04 \text{ cm}^2$$

Soit : $\begin{cases} \Rightarrow \textbf{Asa sup = 3HA12 (file) + 3HA14 (chapeau) = 4,62 + 3,39 = 8,01 cm}^2 \\ \Rightarrow \textbf{Asa inf = 3HA16 (file) + 3HA12 (chapeau) = 6,03 + 3,39 = 9,42 cm}^2 \end{cases}$

- **Les armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]** :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

- ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;
- h : hauteur de la poutre ;
- b : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{350}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{250}{10}\right\} = \min\{10 ; 16 ; 25\} = 10 \text{ mm}$$

→ On choisit **un cadre ϕ8** avec **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

→ **Espacement des cadres :**

D'après **[L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]** l'espacement est donné selon les deux zones :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

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

$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1{,}2\right) = \min(8{,}75 ; 14{,}4) = 8{,}75$ cm

Soit : S_t = 8 cm

➢ **En zone courante (en travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 16 cm

VIII-2-1-2-2-b) Vérification à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 25 \times 32{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}981 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 6{,}03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}981 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté\ sup} = 8{,}01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}981 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

On a : $A_{adopté\ inf} = 9{,}42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}981 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle :[L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d}$; $V_u^{max} = 58{,}56$ KN

$\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa (fissuration est préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]**

$$\tau_u = \frac{58{,}56 \times 10^3}{250 \times 325} = 0{,}72 \text{ MPa}$$

On a :

$\Rightarrow \tau_u = 0{,}72 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5 \text{ MPa}$ ⟶ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\dfrac{2\,V_u}{b\,0{,}9\,d} \leq 0{,}8\,\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$

On a : V_u^{max} = 58,56 KN

$\dfrac{2 \times 58{,}56 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 325}$ = 1,6 Mpa

0,8 x $\dfrac{25}{1{,}5}$ = 13,33 Mpa

1,6 MPa ≤ 13,33 MPa ⟶ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = \dfrac{1{,}15}{400}\left(58{,}56 + \dfrac{71{,}236}{0{,}9 \times 0{,}325}\right) \times 10 = 8{,}685\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté\ sup}$ = 8,01 cm² > $\left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max}$ = 8,685 cm² ⟶ Condition non vérifiée

⟹ On constate que la condition n'est pas vérifiée, donc on doit rajouter un chapeau " **1HA10** " au niveau des appuis pour la nappe supérieure :

Soit :

⇒ **A_{sa} = 3HA12(file) + [3HA14 + 1HA10](chapeau) = 8,79 cm²**

Remarque : on a : $S_t \leq$ min ($\dfrac{35}{4}$; 12 x 1) = min (8,75 ; 10) = 8,75 cm

→ $\left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = \dfrac{1{,}15}{400}\left(58{,}56 + \dfrac{71{,}236}{0{,}9 \times 0{,}325}\right) \times 10 = 8{,}685\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté\ inf}$ = 9,42 cm² > $\left[\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \dfrac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max}$ = 8,685 cm² ⟶ Condition vérifiée

⟹ La condition est vérifiée et les armatures adoptées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger ou d'ajouter des armatures).

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- A_{si} : un paquet des barres.
- A_s : la section totale des armatures tendues.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

➢ **En travée :**

On a : 3HA16

$$\sum U_i = 3 \times 3{,}14 \times 16 = 150{,}72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{58{,}56 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 150{,}72} = 1{,}32 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1{,}32$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

On a : 3HA12 + 3HA14 + 1HA10 donc : $\Sigma U_i = 3 \times 3{,}14 \times 12 = 113{,}04$ mm

$$\tau_{se} = \frac{58{,}56 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 113{,}04} \times \frac{2{,}67}{8{,}01} = 0{,}59 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa}$$

⟶ Condition vérifiée

Et on a : 3HA16 + 3HA12 donc : $\Sigma U_i = 3 \times 3{,}14 \times 12 = 113{,}04$ mm

$$\tau_{se} = \frac{58{,}56 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 113{,}04} \times \frac{3{,}14}{9{,}42} = 0{,}59 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa}$$

⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_S = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_S}$$

Avec : $\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

➢ **En travée :**

➔ Pour Ø16 : $L_S = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 563{,}38$ mm

On prend : ➔ **L_S = 60 cm**

➢ **Aux appuis :**

➔ Pour Ø10 : $L_S = \frac{10}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 352{,}112$ mm ⟶ On prend : **L_S = 40 cm**

➔ Pour Ø12 : $L_S = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2{,}84} = 422{,}535$ mm ⟶ On prend : **L_S = 45 cm**

→ Pour Ø14 : $L_s = \frac{14}{4} \times \frac{400}{2,84} = 492,957$ mm ⟶ On prend : L_s **= 50 cm**

→ Pour Ø16 : $L_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2,84} = 563,38$ mm ⟶ On prend : L_s **= 60 cm**

→ D'après **[L'article A.6.1.2.1.5.3** du **CBA93]** ; on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors - crochet est au moins égale à : **0,4** L_s pour les aciers **HA**.

➢ **En travée :**

→ Pour Ø16 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 60 = 24$ cm

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø10 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16$ cm
→ Pour Ø12 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18$ cm
→ Pour Ø14 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20$ cm
→ Pour Ø16 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 60 = 24$ cm

6) Pourcentage minimum des armatures longitudinale :

D'après **[L'article 7.5.2** du **RPA99/Version2003]** :

$$\sum A_{s\ adopté} \geq 0,005 \times b \times h$$

➢ **En travée :**

$\sum A_{s\ adopté} = 3HA16 = 6,03\ cm^2 \geq 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

➢ **Aux appuis :**

$\sum A_{s\ adopté\ sup} = 3HA12 + 3HA14 + 1HA10 = 8,79\ cm^2 \geq 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375\ cm^2$
⟶ Condition vérifiée

$\sum A_{s\ adopté\ inf} = 3HA16 + 3HA12 = 9,42\ cm^2 \geq 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375\ cm^2$
⟶ Condition vérifiée

- **Les armatures transversales :**

1) Vérification de la quantité des armatures transversales :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]**, la quantité des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b$$

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 8 \times 25 = 0{,}6\ cm^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0{,}6\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 16 \times 25 = 1{,}2\ cm^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_{t\,min} = 1{,}2\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2** du **CBA93] :** $\dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$\dfrac{2{,}01 \times 400}{25 \times 8} = 4{,}02$ MPa $\geq 0{,}4$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$\dfrac{2{,}01 \times 400}{25 \times 16} = 2{,}01$ MPa $\geq 0{,}4$ MPa ⟶ condition vérifiée

VIII-2-1-2-3-b) Vérification à l'ELS :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa (FPP)

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} \quad \text{avec :} \quad M_{ap} = 23{,}65 \text{ KN .m}$$

On a : $A_{ap\ sup} = 8{,}79\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 8{,}79}{25 \times 32{,}5} = 1{,}081 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}856 \\ K_1 = 19{,}72 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{23{,}65 \times 10^3}{0{,}856 \times 32{,}5 \times 8{,}79} = 96{,}713 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 96{,}713$ Mpa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ Mpa ⟶ condition vérifiée

Et on a : $A_{ap\ inf} = 9{,}42\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}42}{25 \times 32{,}5} = 1{,}159 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}853 \\ K_1 = 19{,}01 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{23{,}65 \times 10^3}{0{,}853 \times 32{,}5 \times 9{,}42} = 90{,}562 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 90{,}562$ Mpa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ Mpa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Pour [Aap **sup**] :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{96,713}{19,72} = 4,904$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

Pour [Aap **inf**] :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{90,562}{19,01} = 4,763$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $M_s^t = 15,333$ KN .m ; $A_{st} = 6,03$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 32,5} = 0,742 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,333 \times 10^3}{0,875 \times 32,5 \times 6,03} = 89,416 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 89,416$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89,416}{25} = 3,576$ MPa

σ_{bc} = 3,576 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **État limite de déformation : [L'article A.8.1 du BAEL 91/revisé99]**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ .....(1) { h : hauteur de la poutre secondaire. ; L : longueur de la plus grande travée. }

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ .....(2) { M_t : moment max en travée. ; M_0 : moment max isostatique. }

- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .....(3) { f_e : limite d'élasticité de l'acier. ; As : section d'armature en travée. }

Nous avons :

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0,1$.....Condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} = \frac{6,03}{25 \times 32,5} = 0,0074 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$.....Condition vérifiée.

⇒ Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, c'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f < \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

- f : La flèche de la poutre.
- $\overline{f}$: La flèche admissible.
- L : La plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99]

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad < \quad f_{adm} = \frac{L}{500}$$

On a :

$\overline{f_{adm}} = \frac{385}{500} = 0{,}77$ cm

M_s : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 15,333 KN.m).

E_v : module de la déformation différé (E_v = 10818,865 MPa).

I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport au C.D.G.
- μ et λ_v : Coefficients.

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

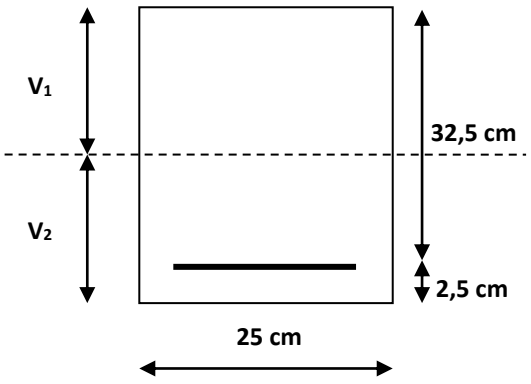
$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$

Avec :

B_0 : la section homogène.

$B_0 = (25 \times 35) + (15 \times 6{,}03)$

$\Rightarrow \quad B_0 = 965{,}45\ cm^2$



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

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$S_{xx} = \frac{25 \times (35)^2}{2} + 15 \times 6{,}03 \times 32{,}5 \quad \Rightarrow \quad S_{xx} = 18252{,}125\ cm^2$$

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_1 = \dfrac{18252{,}125}{965{,}45} = 18{,}9\ cm \\ V_2 = h - V_1 = 35 - 18{,}9 = 16{,}1\ cm \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} \times (18{,}9^3 + 16{,}1^3) + 15 \times 6{,}03 \times (16{,}1 - 2{,}5)^2 \quad \Rightarrow \quad I_0 = 107767{,}54\ cm^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b}{b}\right)}$$

Et : $$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6{,}03}{25 \times 32{,}5} \quad \Rightarrow \quad \rho = 0{,}0074$$

D'où :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0074 \times \left(2 + \frac{3 \times 25}{25}\right)} = 2{,}83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\ \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2{,}83 = 1{,}132$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\,\rho\,\sigma_s + f_{t28}} \quad \Rightarrow \quad \mu = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{(4 \times 0{,}0074 \times 89{,}416) + 2{,}1} = 0{,}225$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \mu \,.\, \lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 107767{,}54}{1 + (0{,}225 \times 1{,}132)}$$

$$I_{fv} = 94480{,}18\ \text{cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{15{,}333 \times 10^4 \times 385^2}{10 \times 10818{,}865 \times 94480{,}18} = 2{,}22\ \text{mm}$$

On a : $f = 0{,}22\ \text{cm} < \overline{f_{adm}} = 0{,}77\ \text{cm}$

$\Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion 2 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

⇨ Poutres secondaires (25 × 35) :

✓ **Armatures longitudinales :**

- **En travée :** **3HA16**
- **Aux appuis :**
  - Nappe supérieure : **3HA12(file) + [3HA14 + 1HA10](chapeau)**
  - Nappe inférieure : **3HA16(file) + 3HA12(chapeau)**

✓ **Armatures transversales :**

- **En zone nodale :** **2HA8 avec ST = 8 cm**
- **En zone courante :** **2HA8 avec ST = 16 cm**

VIII-2-2) Les poteaux :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU, et en procédant des vérifications à l'ELS.

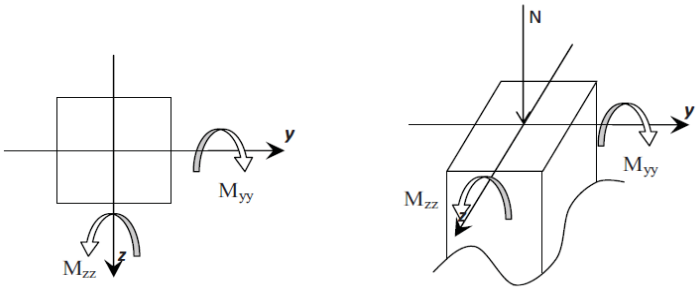


Figure VIII.2.1 : Sollicitations sur les poteaux

Les combinaisons considéré pour les calculs sont :

✓ **Combinaison fondamentale :** Selon **[L'article B.8.2.1.1** du **CBA 93]**

- 1,35G + 1,5Q (ELU)
- G + Q (ELS)

✓ **Combinaison accidentelle :** Selon **[L'article 5.2** du **RPA99/Version2003]**

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

→ Effort normal maximal et le moment correspondant.
→ Effort normal minimal et le moment correspondant.
→ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Rappel :

Les sections droites adoptées pour nos poteaux sont : (Figure VIII.2.2)

- **RDC à ET1 : Poteaux 60 × 60 (couleur orange)**
- **ET2 à ET3 : Poteaux 55 × 55 (couleur vert)**
- **ET4 à ET5 : Poteaux 45 × 45 (couleur bleu clair)**
- **ET6 à ET9 : Poteaux 40 × 40 (couleur violet)**

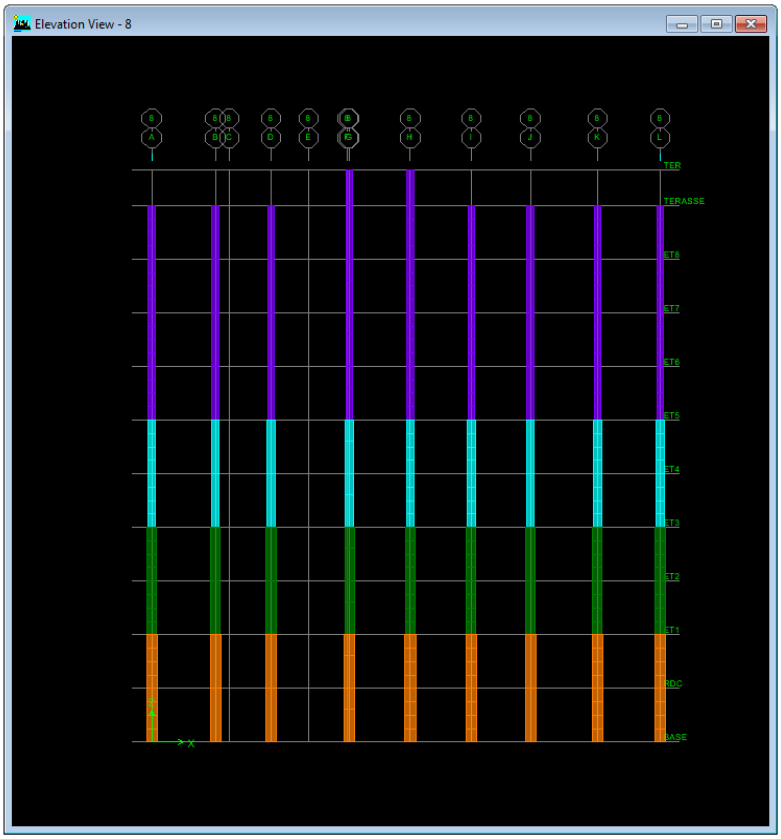


Figure VIII.2.2 : Vue en élévation des poteaux

VIII-2-2-1) Recommandation du RPA99/ V 2003 :

a) Les armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003] :

➢ Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

➢ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimum d'armatures sera 0,9 % x b x h : (en zone III).
- Le pourcentage maximum en zone de recouvrement sera 6% x b x h : (en zone III).
- Le pourcentage maximum en zone de courante sera 4% x b x h : (en zone III).

➢ Le diamètre minimum est de 12 cm.

➢ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ (en zone III).

➢ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (en zone III).

➢ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➢ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2.

La zone nodale est définie par h' et l' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\ cm\right) \end{cases}$$

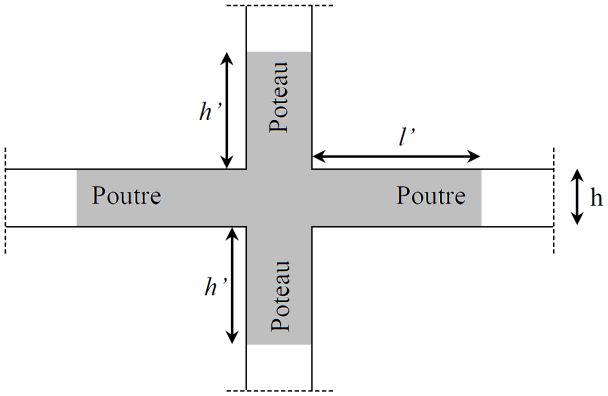


Figure 7.2 : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]

D'où :

Les résultats des prescriptions du (**RPA99/ V 2003**) définit ci-dessus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section du poteau (cm²)	$A_{l\ min}$ (cm²)	$A_{l\ max}$ (cm²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC à ET1	60 × 60	32,4	144	216
ET2 à ET3	55 × 55	27,225	121	181,5
ET4 à ET5	45 × 45	18,225	81	121,5
ET6 à ET9	40 × 40	14,4	64	96

Tableau VIII.2.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales des poteaux

Niveau	Section du poteau	$\frac{h_e}{6}$ (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	h' (cm)
RDC à ET1	60 × 60	51	60	60	**60**
ET2 à ET3	55 × 55	51	55	55	**60**
ET4 à ET5	45 × 45	51	45	45	**60**
ET6 à ET9	40 × 40	51	40	40	**60**

Tableau VIII.2.2 : Délimitation de la zone nodale pour les poteaux

b) Les armatures transversales : [L'article 7.4.2.2 du RPA99/Version2003] :

→ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- A_t **:** armatures transversales.
- V_u **:** effort tranchant de calcul.
- h_1 **:** hauteur totale de la section brute.
- f_e **:** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- t **:** est l'espacement des armatures transversales ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

→ Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm (en zone III)

→ Dans la courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\,\phi_l\right)$ (en zone III)

Où :

➤ ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

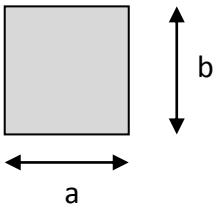
➤ ρ_a **:** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Où :

- λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \; ou \; \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

- **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- **L_f** : longueur de flambement du poteau.

Où :

$L_f = 0,7\ L_0$ **[L'article B.8.3.3.1 du CBA 93]**

- **L_0** : la hauteur d'étage.

→ La quantité d'armatures transversales minimales en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t\ b_1} \text{ en (\%)}$$

→ 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

→ 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

→ interpoler entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

Donc :

Niveau	Section du poteau	L_f (cm)	a (cm)	b (cm)	λ_g	ρ_a
RDC à ET1	60 × 60	214,2	60	60	3,57	**3,75**
ET2 à ET3	55 × 55	214,2	55	55	3,894	**3,75**
ET4 à ET5	45 × 45	214,2	45	45	4,76	**3,75**
ET6 à ET9	40 × 40	214,2	40	40	5,355	**2,5**

Tableau VIII.2.3 : coefficient correcteur de la rupture par effort tranchant (ρ_a)

VIII-2-2-2) Calcul du ferraillage :

→ **Exemple d'un calcul manuel :**

Soit à calculer les **poteaux du RDC à ET1** :

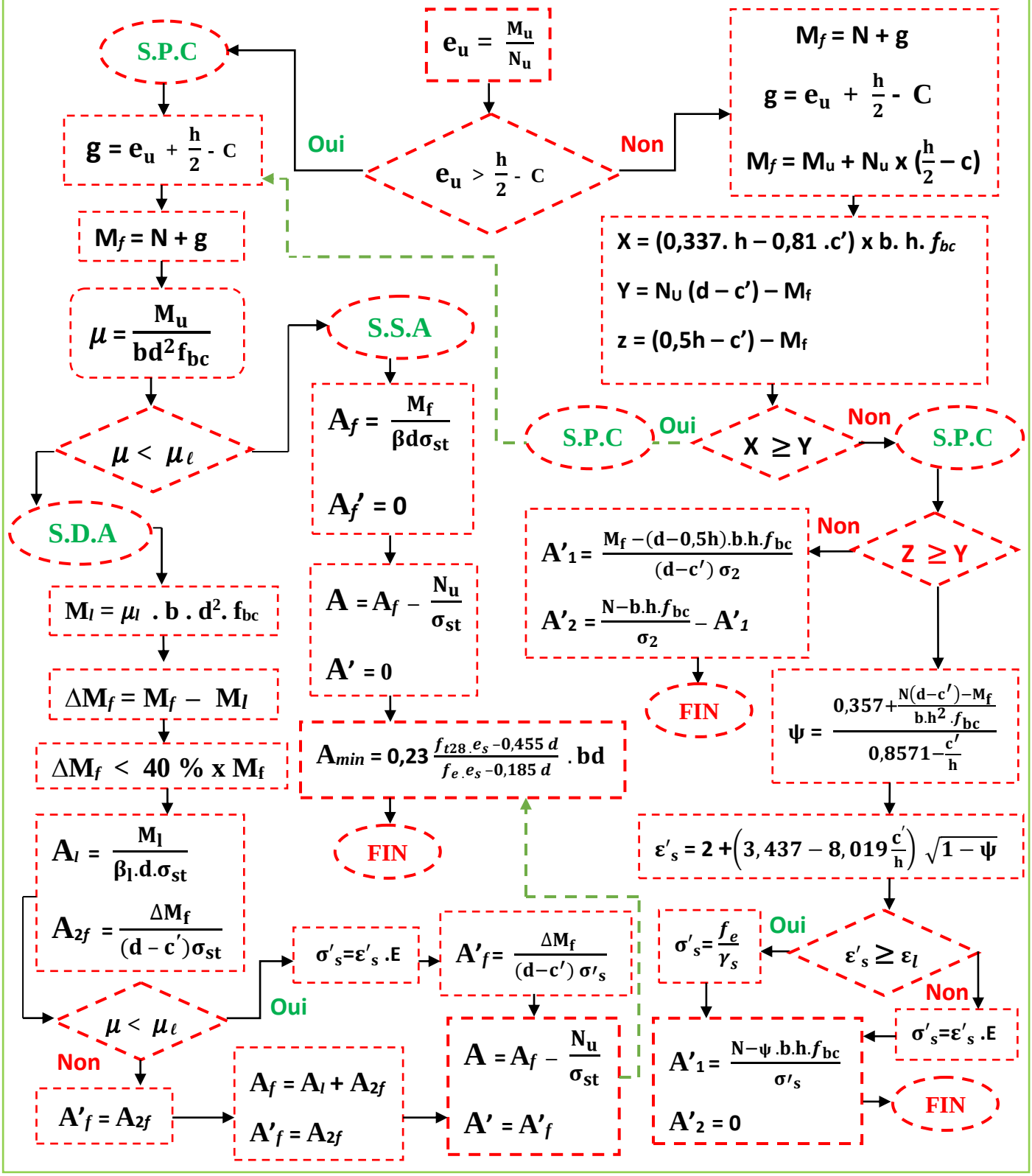
Les poteaux du RDC à ET1 seront calculés avec les sollicitations suivantes :

N_{max} = 1955,07 KN → M_{cor} = 3,908 KN.m [1,35G + 1,5Q]

N_{min} = 229,88 KN → M_{cor} = 10,499 N.m [0.8G + EY]

M_{max} = 1364,22 KN.m → N_{cor} = 112,144 KN [G + Q – EY]

Organigramme de calcul des armatures longitudinales d'une section rectangulaire en flexion composée à l'ELU



VIII-2-2-2-1) Ferraillage à L'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Calcul sous : N_{max} et M_{cor}

b = 0,6 m ; h = 0,6 m ; c ' = c = 0,025 m

→ d = h – c = 0,575 m

→ $\frac{h}{2}$ – c = 0,275 m

→ $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ = 0,00199 m

On a : e_u = 0,00199 m < $\frac{h}{2}$ – c = 0,275 m

⟶ $M_f = M_u + N_u \times (\frac{h}{2} - c)$ = 541,552 KN.m

On doit vérifier la condition suivante :

(X) ≥ (Y).....(1)

Avec :

(X) = (0,337 x h – 0,81 x c') x b x h x f_{bc}

(Y) = N_U x (d – c') – M_f

D'où :

(X) = (0,337 x 0,60 – 0,81 x 0,025) x 0,60 x 0,60 x 14,2 x 10^3 = 930,128 KN.m

(Y) = 1955,07 x (0,575 – 0,025) – 541,552 = 533,736 KN.m

On a :

(X) > (Y)

Donc : la section est partiellement comprimée (**SPC**), donc le calcul se fait par la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{541{,}552 \times 10^3}{60 \times 57{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}192$$

μ = 0,192 < μ_ℓ = 0,392 → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$\mu = 0{,}192 \longrightarrow \beta = 0{,}892$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{541{,}552 \times 10^3}{0{,}892 \times 57{,}5 \times 348} = 30{,}34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 30{,}34 - \frac{1955{,}07 \times 10}{348} = -25{,}84 \text{ cm}^2$$

Donc :

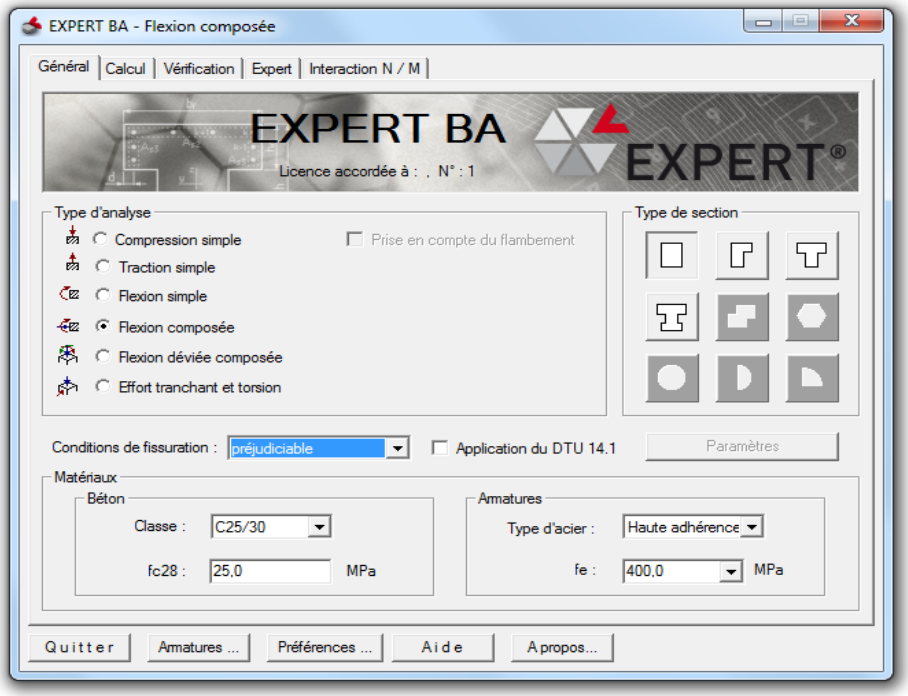
$A' = 0 \text{ cm}^2$
$A = 0 \text{ cm}^2$ } $\longrightarrow$ Alors : on ferraille avec $\mathbf{A_{min\ RPA}}$

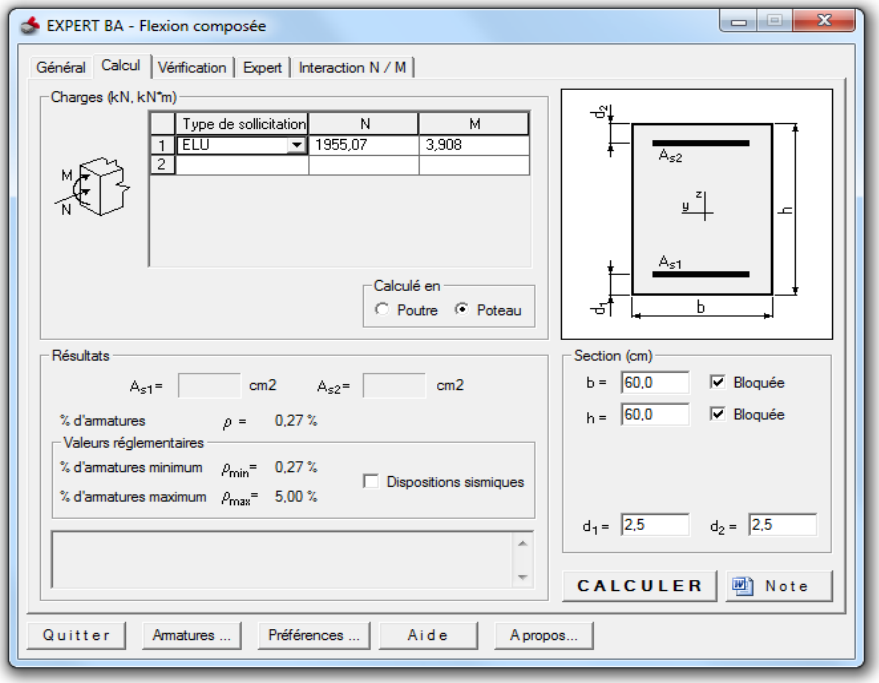
Pour le calcul du ferraillage des poteaux (**POT ET2 à ET3**, **POT ET4 à ET5**, **POT ET6 à ET9**), cette fois-ci on utilisera la méthode automatique à l'aide du logiciel : **EXPERT BA**.

→ **Exemple d'un calcul à l'aide du logiciel EXPERT BA :**

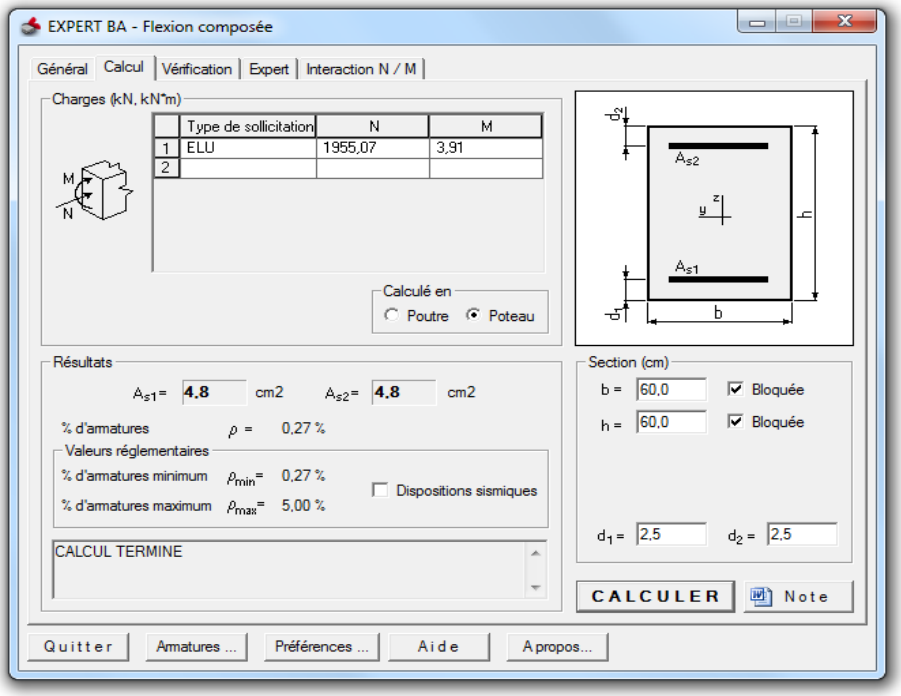
Soit à calculer les **poteaux du RDC à ET1** :

➥ Introduire les caractéristiques nécessaires (matériaux, combinaisons…) :





➥ Calculer :



➥ Les sections d'armatures donné par EXPERT BA sont :

$$A_{sup} = 4{,}8\ cm^2$$

$$A_{inf} = 4{,}8\ cm^2$$

De la même procédure, on doit calculer toutes nos sections d'armature.

Tous les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm^2)	Sollicitations N (KN) M (KN.m)	Combinaisons	A_{inf} (cm^2)	A_{sup} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{Adoptée}$ (cm^2)
RDC au 1er étage	60 × 60	N_{max} = 1955,07 KN → M_{cor} = 3,908 KN.m	[1,35G + 1,5Q] (ELU)	4,8	4,8	32,4	12HA20 = 37,68 cm^2
		N_{min} = 229,88 KN → M_{cor} = 10,499 KN.m	[0.8G + EY] (Acc)	4,8	4,8		
		M_{max} = 112,144 KN.m → N_{cor} = 1364,22 KN	[G + Q − EY] (Acc)	4,8	4,8		
2er étage au 3er étage	55 × 55	N_{max} = 1506,44 KN → M_{cor} = 11,367 KN.m	[1,35G + 1,5Q] (ELU)	4,4	4,4	27,225	4HA20+8HA16 = 28,64 cm^2
		N_{min} = 214,95 KN → M_{cor} = 18,779 KN.m	[0,8G + EY] (Acc)	4,4	4,4		
		M_{max} = 130,035 KN.m → N_{cor} = 860,41 KN	[G + Q + EY] (Acc)	4,4	4,4		
4er étage au 5er étage	45 × 45	N_{max} = 1338,44 KN → M_{cor} = 58,92 KN.m	[G + Q + EY] (Acc)	3,6	3,6	18,225	12HA16 = 24,12 cm^2
		N_{min} = 303,93 KN → M_{cor} = 28,202 KN.m	[0,8G + EY] (Acc)	3,6	3,6		
		M_{max} = 142,836 KN.m → N_{cor} = 50,69 KN	[G + Q + EY] (Acc)	8,2	8,2		
6er étage au 9er étage	40 × 40	N_{max} = 714,44 KN → M_{cor} = 13,842 KN.m	[1,35G + 1,5Q] (ELU)	3,2	3,2	14,4	8HA16 = 16,08 cm^2
		N_{min} = 73,36 KN → M_{cor} = 37,673 KN.m	[0.8G + EY] (Acc)	3,2	3,2		
		M_{max} = 114,229 KN.m → N_{cor} = 137,51 KN	[G + Q + EY] (Acc)	6,3	6,3		

Tableau VIII.2.4 : Détermination des armatures longitudinales pour les poteaux

➥ **Remarque** :

→ Les sections d'armatures trouvé sont inférieures à celles exigées par le **RPA**, donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

- **Les armatures transversales :**

Selon **[L'article 7.4.2.2** du **RPA99/Version2003]** : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Avec :

• ρ_a **:** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

• ***t*** **:** est l'espacement des armatures transversales ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

→ Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm (en zone III)

→ Dans la courante : $t' \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\,\phi_l)$ (en zone III)

Où :

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

➤ **En zone nodale :**

$t \leq 10$ cm

➤ **En zone courante :**

Poteaux	Section (cm^2)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	ϕ_l (mm)	$t' \leq \min(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\,\phi_l)$
RDC à ET1	**60 × 60**	60	60	20	$t' \leq \min(\frac{60}{2} ; \frac{60}{2} ; 10 \times \phi_l) = 20$ cm
ET2 à ET3	**55 × 55**	55	55	16	$t' \leq \min(\frac{55}{2} ; \frac{55}{2} ; 10 \times \phi_l) = 16$ cm
ET4 à ET5	**45 × 45**	45	45	16	$t' \leq \min(\frac{45}{2} ; \frac{45}{2} ; 10 \times \phi_l) = 16$ cm
ET6 à ET9	**40 × 40**	40	40	16	$t' \leq \min(\frac{40}{2} ; \frac{40}{2} ; 10 \times \phi_l) = 16$ cm

Tableau VIII.2.5 : L'espacement maximale des armatures transversales pour les poteaux dans la zone courante

D'où :

Poteaux	Section (cm^2)	V_U^{max} (KN)	ρ_a	t (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\ Adoptée}$ (cm^2)
RDC à ET1	60 × 60	53,49	3,75	7	0,585	3HA10 = 2,35 cm^2
ET2 à ET3	55 × 55	81,96	3,75	7	0,977	3HA10 = 2,35 cm^2
ET4 à ET5	45 × 45	161,55	3,75	7	2,355	4HA10 = 3,14 cm^2
ET6 à ET9	40 × 40	81,34	3,75	7	0,889	3HA10 = 2,35 cm^2

Tableau VIII.2.6 : Détermination des armatures transversales pour les poteaux en zone nodale

Poteaux	Section (cm^2)	V_U^{max} (KN)	ρ_a	t' (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\ Adoptée}$ (cm^2)
RDC à ET1	60 × 60	53,49	3,75	15	1,253	7HA10 = 5,49 cm^2
ET2 à ET3	55 × 55	81,96	3,75	15	2,095	6HA10 = 4,71 cm^2
ET4 à ET5	45 × 45	161,55	3,75	15	5,048	7HA10 = 5,49 cm^2
ET6 à ET9	40 × 40	81,34	3,75	15	1,906	3HA10 = 2,35 cm^2

Tableau VIII.2.7 : Détermination des armatures transversales pour les poteaux en zone courante

VIII-2-2-3) Vérification à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité :

Selon **[L'article A.4.2.1** du **BAEL 90 mod 99]** on doit vérifier :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0{,}455d}{e_s - 0{,}185d}\right] \quad \text{Avec :} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

D'où :

Poteaux	Section (cm^2)	M_s (KN.m)	N_s (KN)	e_s	A_{min} (cm^2)	$A_{Adoptée}$ (cm^2)	Observation
RDC à ET1	60 × 60	2,712	1418,5	0,0019	**10,247**	**37,68**	Condition vérifiée
		8,522	611,61	0,0139	**10,254**	**37,68**	Condition vérifiée
		21,047	1067,35	0,0197	**10,257**	**37,68**	Condition vérifiée
ET2 à ET3	55 × 55	8,093	1093,04	0,0074	**8,579**	**28,64**	Condition vérifiée
		13,019	466,32	0,0279	**8,59**	**28,64**	Condition vérifiée
		25,702	791,28	0,0324	**8,592**	**28,64**	Condition vérifiée
ET4 à ET5	45 × 45	8,068	791,82	0,0101	**5,684**	**24,12**	Condition vérifiée
		13,433	327,35	0,0410	**5,697**	**24,12**	Condition vérifiée
		26,659	544,31	0,0489	**5,7**	**24,12**	Condition vérifiée
ET6 à ET9	40 × 40	9,899	519,03	0,0190	**4,462**	**16,08**	Condition vérifiée
		6,336	22,04	0,2874	**4,569**	**16,08**	Condition vérifiée
		35,323	82,9	0,4260	**4,627**	**16,08**	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.8 : Vérification de la section minimale des armatures longitudinales des poteaux selon **[L'article A.4.2.1** du **BAEL 90 mod 99]**

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d}$$

→ Selon **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]** :

On a :

$\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa (fissuration est préjudiciable)

→ Selon **[L'article 7.4.3.2 du RPA99/Version2003]** :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{bu}}$:

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}}$$

Avec : $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$ où : $\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

D'où :

Poteaux	Section (cm^2)	V_U^{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	**53,49**	60	57,5	**0,155**	**2,5**	0,04	**1**	Conditions vérifiées
ET2 à ET3	**55 × 55**	**81,96**	55	52,5	**0,283**	**2,5**	0,04	**1**	Conditions vérifiées
ET4 à ET5	**45 × 45**	**161,55**	45	42,5	**0,844**	**2,5**	0,04	**1**	Conditions vérifiées
ET6 à ET9	**40 × 40**	**81,34**	40	37,5	**0,542**	**2,5**	0,075	**1,875**	Conditions vérifiées

Tableau VIII.2.9 : Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton

3) Diamètre des armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]

Poteaux	Section (cm^2)	ϕ_l (cm)	$\phi_{l\ min}$ (cm)	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	20	12	Condition vérifiée
ET2 à ET3	**55 × 55**	20 et 16	12	Condition vérifiées
ET4 à ET5	**45 × 45**	16	12	Condition vérifiée
ET6 à ET9	**40 × 40**	16	12	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.10 : Vérification du diamètre minimale des armatures longitudinales

4) L'espacement des armatures longitudinales : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]

Poteaux	Section (cm^2)	$S_{t\ adopté}$ (cm)	$S_{t\ RPA}$ (cm)	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	19	20	Conditions vérifiées
ET2 à ET3	**55 × 55**	17	20	Conditions vérifiées
ET4 à ET5	**45 × 45**	13	20	Conditions vérifiées
ET6 à ET9	**40 × 40**	10,5	20	Conditions vérifiées

Tableau VIII.2.11 : Vérification de l'espacement des armatures longitudinales

4) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

→ La longueur du scellement droit pour les HA 400 est donnée comme suit : $L_s = 40\ \emptyset$

Poteaux	Section (cm^2)	ϕ_l (mm)	L_s (cm)
RDC à ET1	**60 × 60**	20	80
ET2 à ET3	**55 × 55**	20	80
		16	64
ET4 à ET5	**45 × 45**	16	64
ET6 à ET9	**40 × 40**	16	64

Tableau VIII.2.12 : Ancrage des barres pour les poteaux

5) La longueur de recouvrement : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]

→ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ (en zone III)

Poteaux	Section (cm^2)	ϕ_l (mm)	L_R (cm)
RDC à ET1	**60 × 60**	20	100
ET2 à ET3	**55 × 55**	20	100
		16	80
ET4 à ET5	**45 × 45**	16	80
ET6 à ET9	**40 × 40**	16	80

Tableau VIII.2.13 : La longueur de recouvrement pour les poteaux

6) Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le (**RPA99/Version2003**) **[L'article 7.6.2** du **RPA99/Version2003]** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1{,}25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

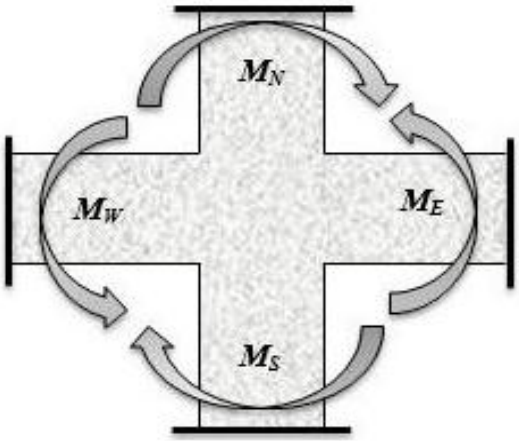


Figure 7.6 : Les moments dans la zone nodale poutre – poteau

[L'article 7.6.2 du **RPA99/Version2003]**

→ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_{st}$$

avec : $z = 0{,}9\ h$

M_R : est le moment résistant dans les poteaux.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{100}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 348000 \text{ KN/m}^2$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm^2)	Z (m)	A_S (m^2)	M_R (KN.m)
RDC à ET1	**60 × 60**	0,54	0,003768	708,082
ET2 à ET3	**55 × 55**	0,495	0,002864	493,352
ET4 à ET5	**45 × 45**	0,405	0,002412	339,947
ET6 à ET9	**40 × 40**	0,36	0,001608	201,45

Tableau VIII.2.14 : Détermination du moment résistant pour les poteaux

→ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Poutres	Z (m)	A_S (m^2)	M_R (KN.m)
RDC à ET1	**PP**	0,36	0,001962	245,799
	PS	0,315	0,000942	103,262
ET2 à ET3	**PP**	0,36	0,001962	245,799
	PS	0,315	0,000942	103,262
ET4 à ET5	**PP**	0,36	0,001962	245,799
	PS	0,315	0,000942	103,262
ET6 à ET9	**PP**	0,36	0,001962	245,799
	PS	0,315	0,000942	103,262

Tableau VIII.2.15 : Détermination du moment résistant pour les poutres

→ **Vérification :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Poutres	M_W (KN.m)	M_e (KN.m)	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	1,25(|M_W|+|M_E|) (KN.m)	|M_S|+|M_N| (KN.m)	Observation
RDC à ET1	PP	245,799	245,799	708,082	708,082	614,4975	1416,164	Condition vérifiée
	PS	103,262	103,262	708,082	708,082	258,155	1416,164	Condition vérifiée
ET2 à ET3	PP	245,799	245,799	493,352	493,352	614,4975	986,704	Condition vérifiée
	PS	103,262	103,262	493,352	493,352	258,155	986,704	Condition vérifiée
ET4 à ET5	PP	245,799	245,799	339,947	339,947	614,4975	679,894	Condition vérifiée
	PS	103,262	103,262	339,947	339,947	258,155	679,894	Condition vérifiée
ET6 à ET9	PP	245,799	245,799	201,45	201,45	614,4975	402,9	Condition non vérifiée
	PS	103,262	103,262	201,45	201,45	258,155	402,9	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.16 : Vérification des moments résistants des poteaux en zone nodales selon (RPA99/Version2003)

Remarque :

On constate que la condition n'est pas vérifiée au niveau des poteaux (ET6 à ET9), donc on doit augmenter notre section d'armatures pour ces poteaux (ET6 à ET9) :

Soit : $\Rightarrow$ A_{st} = **8HA20 = 25,13 cm²**

Donc :

Niveau	Poutres	M_W (KN.m)	M_e (KN.m)	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	1,25(|M_W|+|M_E|) (KN.m)	|M_S|+|M_N| (KN.m)	Observation
ET6 à ET9	PP	245,799	245,799	314,828	314,828	614,4975	629,656	Condition vérifiée
	PS	103,262	103,262	314,828	314,828	258,155	629,656	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.16' : Vérification des moments résistants des poteaux (ET6 à ET9) en zone nodales selon (RPA99/Version2003)

→ On voit bien que tous les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- **Les armatures transversales :**

1) Vérification de la section minimale des armatures transversales :

[L'article 7.4.2.2 du RPA99/Version2003]

D'où :

➤ **Dans la zone nodale :**

Poteaux	Section (cm^2)	λ_g	$\frac{A_t}{t.b_1}$ (%)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ Adoptée}$ (cm^2)	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	3,57	0,55	**2,31**	**3HA10 = 2,35 cm^2**	Condition vérifiée
ET2 à ET3	**55 × 55**	3,894	0,55	**2,11**	**3HA10 = 2,35 cm^2**	Condition vérifiée
ET4 à ET5	**45 × 45**	4,76	0,55	**1,73**	**4HA10 = 3,14 cm^2**	Condition vérifiée
ET6 à ET9	**40 × 40**	5,355	0,3	**0,84**	**3HA10 = 2,35 cm^2**	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.17 : Vérification de la section minimale des armatures transversales selon (RPA99/Version2003) dans la zone nodale

➤ **Dans la zone courante :**

Poteaux	Section (cm^2)	λ_g	$\frac{A_t}{t' . b_1}$ (%)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ Adoptée}$ (cm^2)	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	3,57	0,55	**4,95**	**7HA10 = 5,49 cm^2**	Condition vérifiée
ET2 à ET3	**55 × 55**	3,894	0,55	**4,53**	**6HA10 = 4,71 cm^2**	Condition vérifiée
ET4 à ET5	**45 × 45**	4,76	0,55	**3,71**	**7HA10 = 5,49 cm^2**	Condition vérifiée
ET6 à ET9	**40 × 40**	5,355	0,3	**1,8**	**3HA10 = 2,35 cm^2**	Condition vérifiée

Tableau VIII.2.18 : Vérification de la section minimale des armatures transversales selon (RPA99/Version2003) dans la zone courante

2) Diamètre des armatures transversales : [L'article A.8.1.3 du BAEL90 mod 99]

On doit vérifier que : $\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_l$

Poteaux	Section (cm^2)	$\frac{1}{3}\phi_l$ (mm)	ϕ_t (mm) En zone nodale	ϕ_t (mm) En zone courante	Observation
RDC à ET1	**60 × 60**	6,66	10	10	Conditions vérifiées
ET2 à ET3	**55 × 55**	6,66	10	10	Conditions vérifiées
		5,33			
ET4 à ET5	**45 × 45**	5,33	10	10	Conditions vérifiées
ET6 à ET9	**40 × 40**	6,66	10	10	Conditions vérifiées

Tableau VIII.2.19 : Vérification de diamètre des armatures transversales

VIII-2-2-4) Vérification à l'ELS :

D'après **[L'article A.4.5** du **BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

→ Un état limite d'ouverture des fissures :

▸ Influence des milieux agressifs sur les matériaux (béton et aciers) **[Le 2ème commentaire de L'article A.4.5,31** du **BAEL 90 mod 99]** ;

▸ Un état limite de traction de l'acier. **[L'article A.4.5,32** ; **A.4.5,33 et A.4.5,34 BAEL 90 mod 99].**

→ Un état limite de compression du béton ; **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99].**

D'où :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

→ Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable, d'après **[L'article A.4.5,33 BAEL 90 mod 99] :**

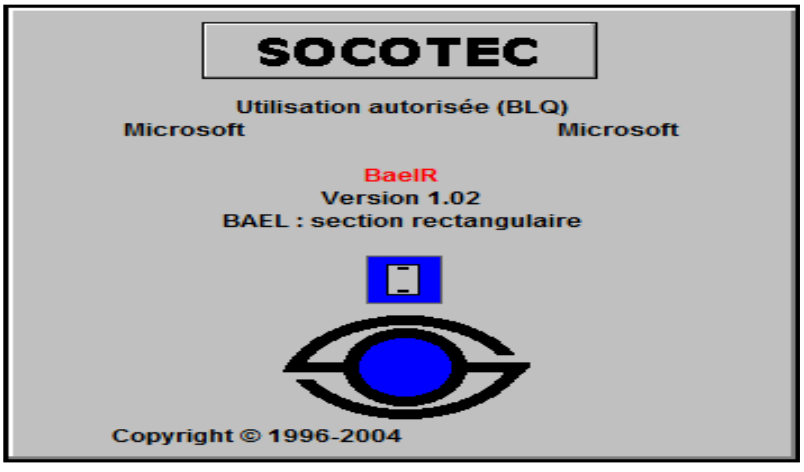
On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa

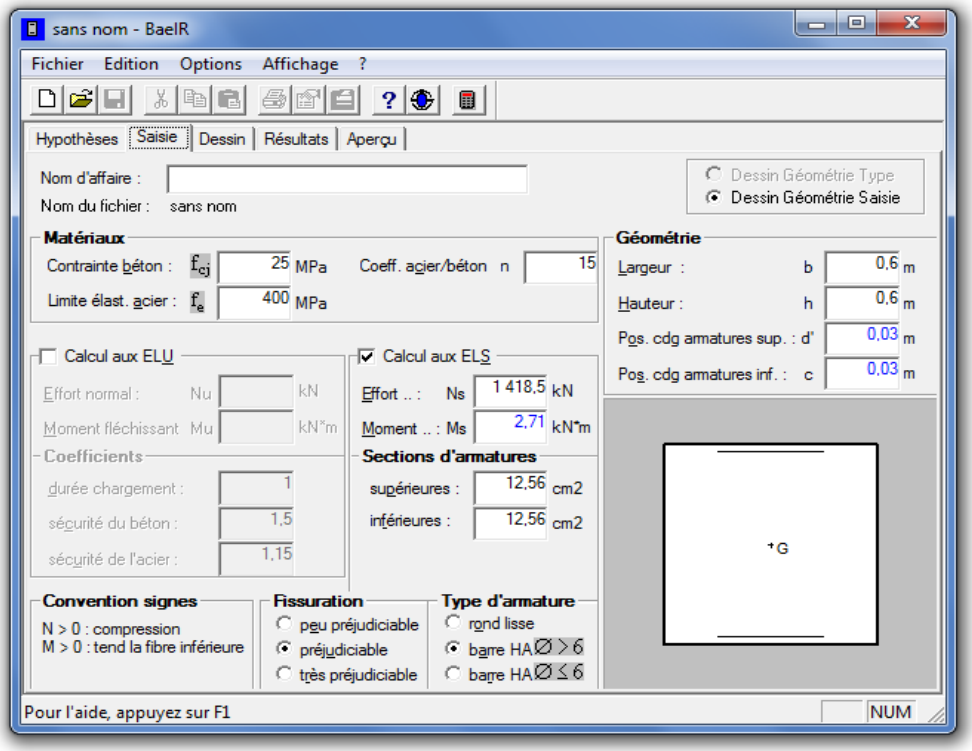
2) État limite de compression du béton : [L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99]

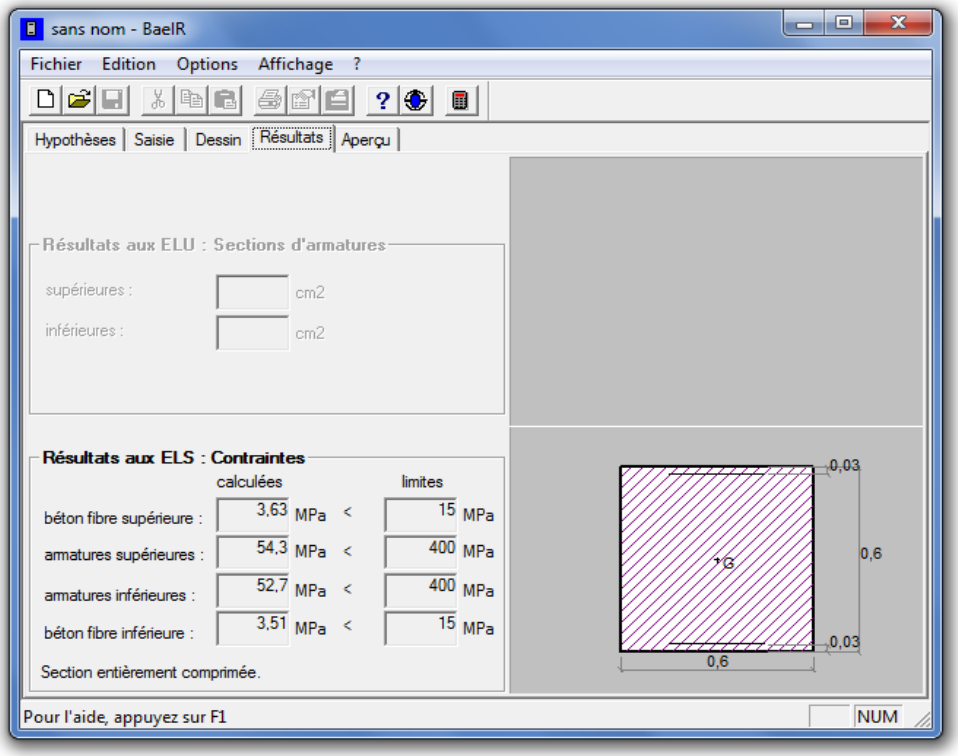
On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15$ MPa

Remarque :

Afin de faciliter les calculs on utilisera la méthode automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC** pour la détermination des contraintes "σ_{st}" et "σ_{bc}".




sans nom - BaelR
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom
Dessin Géométrie Type
Dessin Géométrie Saisie
Matériaux
Contrainte béton : fcj 25 MPa
Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier : fe 400 MPa
Géométrie
Largeur : b 0,6 m
Hauteur : h 0,6 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0,03 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0,03 m
Calcul aux ELU
Effort normal : Nu kN
Moment fléchissant Mu kN*m
Calcul aux ELS
Effort .. : Ns 1 418,5 kN
Moment .. : Ms 2,71 kN*m
Coefficients
durée chargement : 1
sécurité du béton : 1,5
sécurité de l'acier : 1,15
Sections d'armatures
supérieures : 12,56 cm2
inférieures : 12,56 cm2
G
Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure
Fissuration
peu préjudiciable
préjudiciable
très préjudiciable
Type d'armature
rond lisse
barre HA∅ > 6
barre HA∅ ≤ 6
Pour l'aide, appuyez sur F1
NUM


sans nom - BaelR
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu
Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : cm2
inférieures : cm2
Résultats aux ELS : Contraintes
calculées limites
béton fibre supérieure : 3,63 MPa < 15 MPa
armatures supérieures : 54,3 MPa < 400 MPa
armatures inférieures : 52,7 MPa < 400 MPa
béton fibre inférieure : 3,51 MPa < 15 MPa
Section entièrement comprimée.
G
0,03
0,6
0,03
0,6
Pour l'aide, appuyez sur F1
NUM

Poteaux	Sollicitations N_S (KN) M_S (KN.m)	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	$\sigma_{bc\ SUP}$ (MPa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{st\ SUP}$ (MPa)	$\sigma_{st\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{St}}$ (MPa)	Observation
RDC au 1er étage **60 × 60**	N_{max} = 1418,5 KN → M_{cor} = 2,712 KN.m	12,56	12,56	3,63	3,51	15	54,3	52,7	201	Conditions vérifiées
	N_{min} = 611,61 KN → M_{cor} = 8,522 KN.m	12,56	12,56	1,73	1,35		25,6	20,5		
	M_{max} = 21,047 KN.m → N_{cor} = 1067,35 KN	12,56	12,56	3,15	2,22		46,6	33,9		
2er étage au 3er étage **55 × 55**	N_{max} = 1093,04 KN → M_{cor} = 8,093 KN.m	10,3	10,3	3,51	3,03	15	52,4	46	201	Conditions vérifiées
	N_{min} = 466,32 KN → M_{cor} = 13,019 KN.m	10,3	10,3	1,77	1,02		26,1	15,9		
	M_{max} = 25,702 KN.m → N_{cor} = 791,28 KN	10,3	10,3	3,11	1,63		45,7	25,5		
4er étage au 5er étage **45 × 45**	N_{max} = 791,82 KN → M_{cor} = 8,068 KN.m	8,04	8,04	3,91	3,08	15	57,9	46,9	201	Conditions vérifiées
	N_{min} = 327,35 KN → M_{cor} = 13,433 KN.m	8,04	8,04	2,13	0,75		30,9	12,5		
	M_{max} = 26,659 KN.m → N_{cor} = 544,31 KN	8,04	8,04	3,77	1,03		54,3	17,8		
6er étage au 9er étage **40 × 40**	N_{max} = 519,03 KN → M_{cor} = 9,899 KN.m	9,42	9,42	3,43	2,09	15	49,9	32,8	201	Conditions vérifiées
	N_{min} = 22,04 KN → M_{cor} = 6,336 KN.m	9,42	9,42	0,66	0		8,29	10,4		
	M_{max} = 35,323 KN.m → N_{cor} = 82,9 KN	9,42	9,42	3,58	0		43,4	73,9		

Tableau VIII.2.20 : Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

Poteaux	Section (cm^2)	Armatures longitudinales	Armatures Transversales	Espacements des barres	
RDC à ET1	60 × 60	12HA20 = 37,68 cm^2	3HA10 = 2,35 cm^2	Zone nodale	7
			7HA10 = 5,49 cm^2	Zone courante	15
ET2 à ET3	55 × 55	4HA20+8HA16 = 28,64 cm^2	3HA10 = 2,35 cm^2	Zone nodale	7
			6HA10 = 4,71 cm^2	Zone courante	15
ET4 à ET5	45 × 45	12HA16 = 24,12 cm^2	4HA10 = 3,14 cm^2	Zone nodale	7
			7HA10 = 5,49 cm^2	Zone courante	15
ET6 à ET9	40 × 40	8HA20 = 25,13 cm^2	3HA10 = 2,35 cm^2	Zone nodale	7
			3HA10 = 2,35 cm^2	Zone courante	15

Tableau VIII.2.21 : Récapitulatif du ferraillage des poteaux

III-2-3) Les voiles pleins :

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, il sera calculé en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes résultantes des combinaisons dues aux :

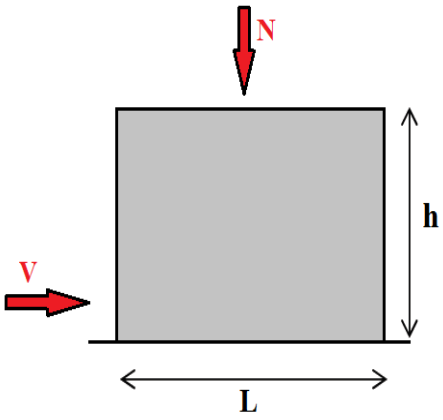


Figure VIII.3.1 : Les sollicitations sur les voiles

✓ Forces verticales (charges et surcharges) Selon **[CBA 93]**

- 1,35G + 1,5Q (ELU)
- G + Q (ELS)

✓ Forces horizontales dues au séisme Selon **[RPA99/Version2003]**

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

→ Effort normal maximal et le moment correspondant.
→ Effort normal minimal et le moment correspondant.
→ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Le ferraillage des voiles se fera selon la longueur du voile et la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux, nous avons divisé notre structure par zone (3 zones) pour nous faciliter les calculs.

→ **Nos zones sont définit comme suit :**

- Zone 1 : RDC à ET1
- Zone 2 : ET2 à ET3
- Zone 3 : ET4 à ET9

Nos voiles ont pour les dimensions suivantes :

Les voiles longitudinales :

- → V_{L1} : (L= 2,35 m)
- → V_{L2} : (L= 4,5 m)
- → V_{L3} : (L= 3,5 m)
- → V_{L4} : (L= 3,5 m)

Les voiles transversales :

- → V_{T1} : (L= 2,35 m)
- → V_{T2} : (L= 4,5 m)
- → V_{T3} : (L= 3,5 m)
- → V_{T4} : (L= 3,5 m)

VIII-2-3-1) Recommandation du RPA99/ V 2003 :

a) Armatures verticaux : [L'article 7.7.4.1 du RPA99/Version2003]

➢ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

➢ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.

$$A_{min} = 0{,}2\ \% \times L_t \times e$$

Avec :

- **L_t :** Longueur de la zone nodale.
- **e :** L'épaisseur du voile.

➢ 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 (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L /10 de la largeur du voile .Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm. ($S_t \leq 15$ cm)

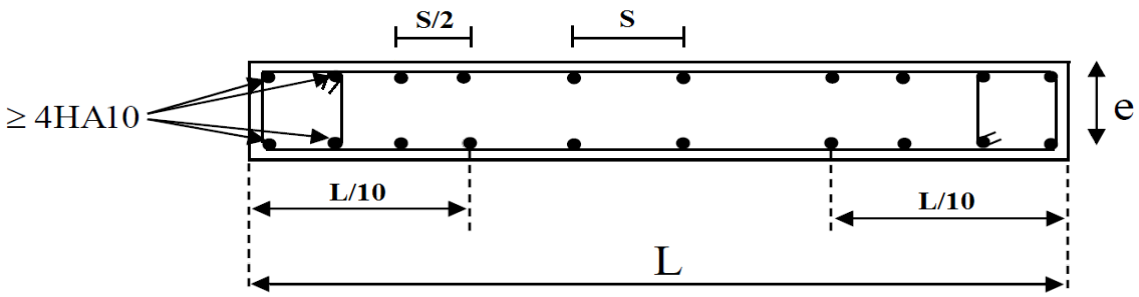


Figure 7.13 : [L'article 7.7.4.1 du RPA99/Version2003]

b) Armatures horizontales : [L'article 7.7.4.2 du RPA99/Version2003]

➢ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10.

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.

c) Règles commune : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003]

➢ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- A_{min} = 0, 15 % x e x h dans la section globale des voiles.
- A_{min} = 0, 10 % x e x h dans la zone courante.

➢ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1{,}5\ e\ ;\ 30\ cm)$$

➢ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} e$$

➢ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➢ Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40 ϕ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.
- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➢ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1{,}1 \frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec :

$\overline{V} = 1{,}4\ V_U$

• **Vu :** effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d) Armatures transversales : [L'article 7.7.4.3 du RPA99/Version2003] :

➢ Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre (4) épingles par 1 m^2.

VIII-2-3-2) Calcul du ferraillage :

Pour le ferraillage des voiles, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

→ Exposé de la méthode de calcul :

Parmi les méthodes de calcul pour le ferraillage des voiles, on définira la méthode de RDM qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes (N et M).

En utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V' \end{cases}$$

Avec :

- **B :** section du béton.
- **I :** moment d'inertie du voile.
- **V** et **V'** **:** bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$)

D'après **[L'article 7.7.4**du **RPA99/Version2003],** le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) telle que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} , \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

- h_e : la hauteur entre nus de planchers du voile (trumeau) considéré.
- L_C : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

- **L** : longueur du voile.
- L_t : la longueur de la zone tendue.

$L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

→ Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

⇨ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

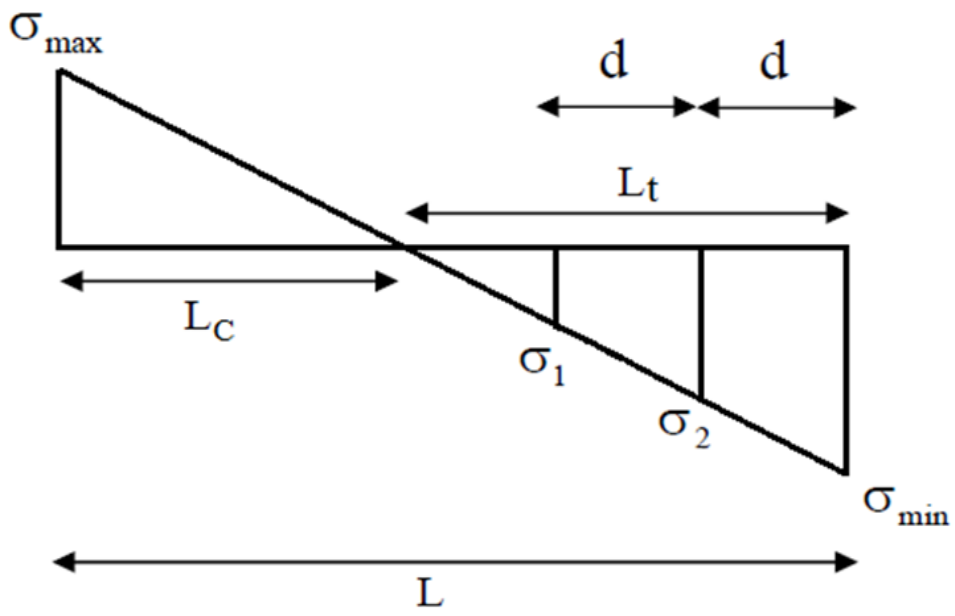


Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

⇨ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

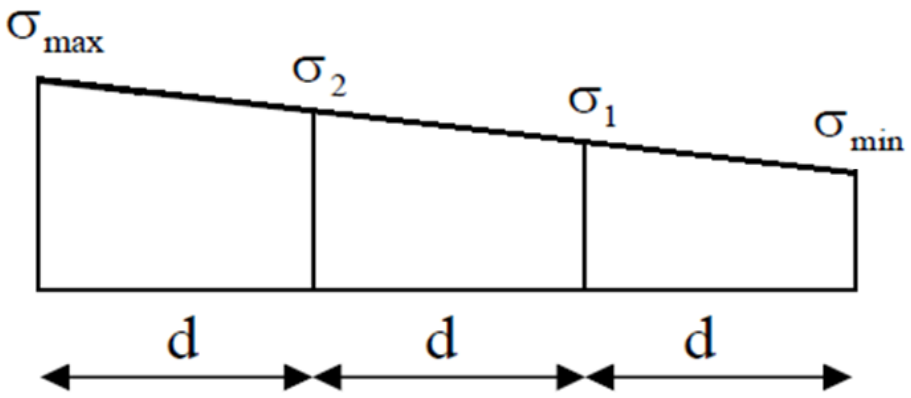


Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

⇨ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

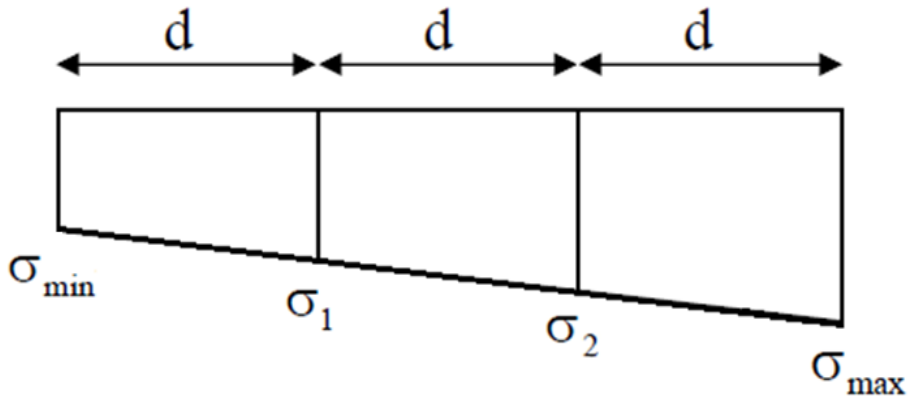


Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

VIII-2-3-2-1) Ferraillage à L'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Calcul des armatures verticales :

→ **Exemple d'un calcul :**

Soit à calculer le voile **V_3** (VL3 & VT3) en **zone 1** :

L = 3,5 m ; e = 25 cm

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 13443{,}69 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -\ 11036{,}18 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a :

σ_{max} et σ_{min} ont des signes contraires ⇒ donc on a une section partiellement comprimée (S.P.C)

→ **Découpage du diagramme des contraintes :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

- Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{13443{,}69}{13443{,}69 + 11036{,}18} \times 3{,}5 = 1{,}922 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur de la zone tendue :

$L_t = L - L_c = 3{,}5 - 1{,}922 = 1{,}578$ m

D'où :

$d \leq \min(1{,}53\ ,\ 1{,}28) \longrightarrow d = 1{,}2$ m

$d' = L_t - d = 1{,}578 - 1{,}2 = 0{,}378$ m

→ **Calcul des efforts normaux (N_i) au niveau des bandes obtenues (d_i) :**

Donc :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times (L_t - d)}{L_t}$$

$$\sigma_1 = \frac{11036{,}18 \times 0{,}378}{1{,}578} = 2643{,}647 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \text{ d x e} = \frac{11036{,}18 + 2643{,}647}{2} \text{ x 1,2 x 0,25} = 2051{,}974 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \text{ d' x e} = \frac{2643{,}647}{2} \text{ x 0,378 x 0,25} = 124{,}912 \text{ KN}$$

→ **Calcul des armatures verticales : A_1 et A_2**

Bande 1 : $\longrightarrow A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4}$

Bande 2 : $\longrightarrow A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4}$

● Calcul des armatures verticales **A_{V1} et A_{V2} :**

Bande 1 :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{2051{,}974 \times 10}{348} = 58{,}964 \text{ cm}^2$$

Bande 2 :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{124{,}912 \times 10}{348} = 3{,}589 \text{ cm}^2$$

● Calcul des armatures de couture A_{vj} :

$$A_{Vj} = 1{,}1 \ \frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec :

$\overline{V} = 1{,}4\ V_u$

$\overline{V} = 1{,}4 \times 1594{,}72 = 2232{,}608$ KN

$$A_{Vj} = 1{,}1 \times \frac{2232{,}608 \times 10}{400} = 61{,}396\ cm^2$$

Donc :

Bande 1 : $\longrightarrow$ $A_1 = 58{,}964 + \frac{61{,}396}{4} = 74{,}313\ cm^2$

Bande 2 : $\longrightarrow$ $A_2 = 3{,}589 + \frac{61{,}396}{4} = 18{,}938\ cm^2$

2) Calcul des armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'où :

Les résultats des armatures verticales et horizontales sont donnés dans les tableaux suivants :

		Zone		
		Zone 1 RDC au 1er étage	**Zone 2** 2ème étage au 3 ème étage	**Zone 3** 4ème étage au 9 ème étage
Caractéristiques géométriques				
L (m)		2,35	2,35	2,35
e (m)		0,25	0,25	0,25
B (m^2)		0,587	0,587	0,587
I (m^4)		0,27	0,27	0,27
V = V' = $\frac{L}{2}$ (m)		1,175	1,175	1,175
Sollicitations de calcul				
σ_{max} (KN/m^2)		-8990,39	-6143,66	-4906,02
σ_{min} (KN/m^2)		5844,92	3168,3	3362,23
T_U (KN)		-678,45	-379,76	-299,01
Nature de la section		(S.P.C)	(S.P.C)	(S.P.C)
L_C (m)		1,424	1,55	1,394
L_T (m)		0,925	0,799	0,955
d (m)		0,9	0,4	0,4
d' (m)		0,025	0,399	0,555
σ_1 (KN/m^2)		163,3119	1583,285	1954,86
N_1 (KN)		675,926	237,579	265,854
N_2 (KN)		0,528	79,077	135,768
Ferraillages				
A_{V1} (cm^2/bande)		19,423	6,826	7,639
A_{V2} (cm^2/bande)		0,015	2,272	3,901
A_{Vj} (cm^2)		26,12	14,62	11,511
A_1 (cm^2/bande)		25,953	10,482	10,517
A_2 (cm^2/bande)		6,545	5,927	6,779
Choix (par bande)	**Bande 1**	2 X 10HA14	2 X 10HA12	2 X 10HA12
	Bande 2	2 X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA14
St (cm)	**Bande 1**	10	10	10
	Bande 2	10	10	10
$A_H = \frac{A_V}{4}$ (cm^2)		9,24	15,92	15,92
A_H Choix (par bande/ml)		2 X 10HA12	2 X 10HA12	2 X 10HA12

Tableau VIII.3.1 : Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (V_{L1} & V_{T1})

		Zone		
		Zone 1 RDC au 1er étage	**Zone 2** 2ème étage au 3 ème étage	**Zone 3** 4ème étage au 9 ème étage
Caractéristiques géométriques				
L (m)		4,5	4,5	4,5
e (m)		0,25	0,25	0,25
B (m^2)		1,125	1,125	1,125
I (m^4)		1,898	1,898	1,898
V = V' = $\frac{L}{2}$ (m)		2,25	2,25	2,25
Sollicitations de calcul				
σ_{max} (KN/m^2)		-13975,55	-10290,17	-7902,78
σ_{min} (KN/m^2)		11414,11	8400,96	6697,15
T_U (KN)		1893,83	1645,42	1283,78
Nature de la section		(S.P.C)	(S.P.C)	(S.P.C)
L_C (m)		2,476	2,477	2,435
L_T (m)		2,023	2,022	2,064
d (m)		1,6	1,6	1,6
d' (m)		0,423	0,422	0,464
σ_1 (KN/m^2)		2386,675	1755,224	1506,063
N_1 (KN)		2760,157	2031,236	1640,642
N_2 (KN)		126,197	92,715	87,389
Ferraillages				
A_{V1} (cm^2/bande)		79,314	58,368	47,144
A_{V2} (cm^2/bande)		3,626	2,664	2,511
A_{Vj} (cm^2)		72,912	63,348	49,425
A_1 (cm^2/bande)		97,542	74,206	59,501
A_2 (cm^2/bande)		21,854	18,501	14,867
Choix (par bande)	**Bande 1**	2 X 17HA20	2 X 17HA20	2 X 17HA16
	Bande 2	2 X 5HA20	2 X 5HA16	2 X 5HA16
St (cm)	**Bande 1**	10	10	10
	Bande 2	10	10	10
A_H = $\frac{A_V}{4}$ (cm^2)		69,08	63,43	44,22
A_H Choix (par bande/ml)		2 X 13HA20	2 X 13HA20	2 X 13HA16

Tableau VIII.3.2 : Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (V_{L2} & V_{T2})

		Zone		
		Zone 1 RDC au 1er étage	**Zone 2** 2ème étage au 3ème étage	**Zone 3** 4ème étage au 9ème étage
Caractéristiques géométriques				
L (m)		3,5	3,5	3,5
e (m)		0,25	0,25	0,25
B (m^2)		0,875	0,875	0,875
I (m^4)		0,893	0,893	0,893
V = V' = $\frac{L}{2}$ (m)		1,75	1,75	1,75
Sollicitations de calcul				
σ_{max} (KN/m^2)		13443,69	10191,65	8097,48
σ_{min} (KN/m^2)		11036,18	8113,75	6414,33
T_U (KN)		1594,72	1408,62	1136,56
Nature de la section		(S.P.C)	(S.P.C)	(S.P.C)
L_C (m)		1,922	1,948	1,952
L_T (m)		1,577	1,551	1,547
d (m)		1,2	1,2	1,2
d' (m)		0,377	0,351	0,347
σ_1 (KN/m^2)		2643,081	1837,612	1438,852
N_1 (KN)		2051,889	1492,704	1177,977
N_2 (KN)		124,850	80,706	62,414
Ferraillages				
A_{V1} (cm^2/bande)		58,962	42,893	33,849
A_{V2} (cm^2/bande)		3,587	2,319	1,793
A_{Vj} (cm^2)		61,396	54,231	43,757
A_1 (cm^2/bande)		74,311	56,451	44,789
A_2 (cm^2/bande)		18,936	15,877	12,732
Choix (par bande)	**Bande 1**	2 X 13HA20	2 X 13HA20	2 X 13HA16
	Bande 2	2 X 5HA16	2 X 5HA16	2 X 5HA14
St (cm)	**Bande 1**	10	10	10
	Bande 2	10	10	10
A_H = $\frac{A_V}{4}$ (cm^2)		50,87	50,87	33,83
A_H Choix (par bande/ml)		2 X 13HA20	2 X 13HA20	2 X 13HA16

Tableau VIII.3.3 : Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (V_{L3} & V_{T3})

		Zone		
		Zone 1 RDC au 1er étage	**Zone 2** 2ème étage au 3 ème étage	**Zone 3** 4ème étage au 9 ème étage
Caractéristiques géométriques				
L (m)		3,5	3,5	3,5
e (m)		0,25	0,25	0,25
B (m^2)		0,875	0,875	0,875
I (m^4)		0,893	0,893	0,893
V = V' = $\frac{L}{2}$ (m)		1,75	1,75	1,75
Sollicitations de calcul				
σ_{max} (KN/m^2)		-10523,31	-7608,6	-9805,93
σ_{min} (KN/m^2)		7005,84	4749,6	8400,83
T_U (KN)		1160,07	830,94	649,94
Nature de la section		(S.P.C)	(S.P.C)	(S.P.C)
L_C (m)		2,101	2,154	1,885
L_T (m)		1,398	1,345	1,614
d (m)		1	1	1,2
d' (m)		0,398	0,345	0,414
σ_1 (KN/m^2)		1997,511	1218,685	2158,512
N_1 (KN)		1125,418	746,035	1583,901
N_2 (KN)		99,585	52,5782	111,957
Ferraillages				
A_{V1} (cm^2/bande)		32,339	21,437	45,514
A_{V2} (cm^2/bande)		2,861	1,51	3,217
A_{Vj} (cm^2)		44,662	31,991	25,022
A_1 (cm^2/bande)		43,505	29,435	51,77
A_2 (cm^2/bande)		14,027	9,508	9,472
Choix (par bande)	**Bande 1**	2 X 13HA16	2 X 13HA16	2 X 13HA16
	Bande 2	2 X 5HA14	2 X 5HA12	2 X 5HA12
St (cm)	**Bande 1**	52,6	52,6	52,6
	Bande 2	15,4	11,3	11,3
$A_H = \frac{A_V}{4}$ (cm^2)		17	15,975	15,975
A_H Choix (par bande/ml)		2 X 13HA14	2 X 13HA14	2 X 13HA14

Tableau VIII.3.4 : Détermination des armatures verticales et horizontales pour les voiles (V_{L4} & V_{T4})

VIII-2-3-2-2) Vérification à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité :

Selon **[L'article 7.7.4.1** du **RPA99/Version2003]** : A_{Vmin} = 0,2 % x L_t x e

D'après **[L'article 7.7.4.3** du **RPA99/Version2003]** :

- $A_{V\ min} = A_{H\ min}$ = 0,15 % x B ⟶ dans la section globale des voiles.
- $A_{V\ min} = A_{H\ min}$ = 0,10 % x B ⟶ dans la zone courante.

Zones	Voiles	$A_{V\ Adoptée}$ (cm²)		$A_{Vmin\ 1\ RPA}$ (cm²)	$A_{Vmin\ 2\ RPA}$ (cm²)		Observation
		Dans la zone courante	Dans la section globale du voile		Dans la zone courante	Dans la section globale du voile	
RDC à ET1	(V_{L1} & V_{T1})	2x2HA14 = 6,16	40,04	9,25	4,625	6,9375	Conditions vérifiées
	(V_{L2} & V_{T2})	2x2HA20 = 12,56	138,16	20,23	10,115	15,1725	Conditions vérifiées
	(V_{L3} & V_{T3})	2x2HA16 = 8,04	101,74	15,77	7,885	11,8275	Conditions vérifiées
	(V_{L4} & V_{T4})	2x2HA14 = 6,16	68	13,98	6,99	10,485	Conditions vérifiées
ET2 à ET3	(V_{L1} & V_{T1})	2x2HA14 = 6,16	31,84	7,99	3,995	5,9925	Conditions vérifiées
	(V_{L2} & V_{T2})	2x3HA16 = 12,06	126,86	20,22	10,11	15,165	Conditions vérifiées
	(V_{L3} & V_{T3})	2x2HA16 = 8,04	97,04	15,51	7,755	11,6325	Conditions vérifiées
	(V_{L4} & V_{T4})	2x3HA12 = 6,78	63,9	13,45	6,725	10,0875	Conditions vérifiées
ET4 à ET9	(V_{L1} & V_{T1})	2x2HA14 = 6,16	31,84	9,55	4,775	7,1625	Conditions vérifiées
	(V_{L2} & V_{T2})	2x3HA16 = 12,06	88,44	20,64	10,32	15,48	Conditions vérifiées
	(V_{L3} & V_{T3})	2x3HA14 = 9,24	18	15,47	7,735	11,6025	Conditions vérifiées
	(V_{L4} & V_{T4})	2x4HA12 = 9,04	63,9	16,14	8,07	12,105	Conditions vérifiées

Tableau VIII.3.5 : Vérification de la section minimale des armatures verticales selon (RPA99/Version2003)

Zones	Voiles	$A_{H\ Adoptée}$ (cm^2) (par bande/ml)	$A_{Hmin\ RPA}$ (cm^2) dans la section globale du voile	Observation
RDC à ET1	(V_{L1} & V_{T1})	22,6	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L2} & V_{T2})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L3} & V_{T3})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L4} & V_{T4})	40,04	10,1625	Condition vérifiée
ET2 à ET3	(V_{L1} & V_{T1})	22,6	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L2} & V_{T2})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L3} & V_{T3})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L4} & V_{T4})	40,04	10,1625	Condition vérifiée
ET4 à ET9	(V_{L1} & V_{T1})	22,6	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L2} & V_{T2})	52,26	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L3} & V_{T3})	52,26	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L4} & V_{T4})	40,04	10,1625	Condition vérifiée
RDC à ET1	(V_{L1} & V_{T1})	22,6	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L2} & V_{T2})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L3} & V_{T3})	81,64	10,1625	Condition vérifiée
	(V_{L4} & V_{T4})	40,04	10,1625	Condition vérifiée

Tableau VIII.3.6 : Vérification de la section minimale des armatures horizontales selon (RPA99/Version2003)

2) Contrainte limite de cisaillement dans le béton :

→ Selon **[L'article A.5.1.1** du **CBA 93]**, on doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b_0.d}$; V_u^{max} = Valeur maximale de calcul de l'effort tranchant.

$\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa (fissuration est préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1** du **CBA 93]**

→ Selon **[L'article 7.7.2** du **RPA99/Version2003],** la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b < \overline{\tau_b} = 0{,}2 \,.\, f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d}$$ Avec :

- $\overline{V} = 1{,}4\ V_U$
- b : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile (d = 0,9.h).
- h : hauteur totale de la section brute.

D'où :

Voiles	Zone	V_U^{max} (KN)	b (mm)	d (mm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\overline{V}$ (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
(V_{L1} & V_{T1})	Zone 1	678,45	250	2115	1,283	2,5	949,83	1,796	5	Conditions vérifiées
	Zone 2	379,76	250	2115	0,718	2,5	531,664	1,005	5	Conditions vérifiées
	Zone 3	299,01	250	2115	0,565	2,5	418,614	0,791	5	Conditions vérifiées
(V_{L2} & V_{T2})	Zone 1	1893,83	250	4050	1,870	2,5	2651,362	2,618	5	Conditions vérifiées
	Zone 2	1645,42	250	4050	1,625	2,5	2303,588	2,275	5	Conditions vérifiées
	Zone 3	1283,78	250	4050	1,267	2,5	1797,292	1,775	5	Conditions vérifiées
(V_{L3} & V_{T3})	Zone 1	1594,72	250	3150	2,025	2,5	2232,608	2,835	5	Conditions vérifiées
	Zone 2	1408,62	250	3150	1,788	2,5	1972,068	2,504	5	Conditions vérifiées
	Zone 3	1136,56	250	3150	1,443	2,5	1591,184	2,020	5	Conditions vérifiées
(V_{L4} & V_{T4})	Zone 1	1160,07	250	3150	1,473	2,5	1624,098	2,062	5	Conditions vérifiées
	Zone 2	830,94	250	3150	1,055	2,5	1163,316	1,477	5	Conditions vérifiées
	Zone 3	649,94	250	3150	0,825	2,5	909,916	1,155	5	Conditions vérifiées

Tableau VIII.3.7 : Vérification des contraintes limites du cisaillement dans le béton

3) L'espacement des armatures longitudinales :

D'après **[L'article 7.7.4.3** du **RPA99/Version2003]** :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1{,}5\ e\ ;\ 30\ cm) = \min(37{,}5\ ;\ 30\ cm) = 30\ cm$$

Soit : **un espacement St = 10 cm**

4) La longueur de recouvrement :

D'après **[L'article 7.7.4.3** du **RPA99/Version2003]** :

➢ Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Les armatures transversales :**

D'après **[L'article 7.7.4.3** du **RPA99/Version2003]** :

➢ Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre (4) épingles par 1 m².

$A_T \geq$ 4 épingles/m²

Soit : ⇒ **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

VIII-2-3-2-3) Vérification à l'ELS :

→ État limite de compression du béton :

D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99],** on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15.A_V}$

D'où :

Voiles	Zone	N_S (KN)	B (mm^2)	$A_{V\ Adoptée}$ (mm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
(V_{L1} & V_{T1})	**Zone 1**	678,45	80000	4004	4,843	15	Condition vérifiée
	Zone 2	379,76	80000	3184	2,972	15	Condition vérifiée
	Zone 3	299,01	80000	3184	2,340	15	Condition vérifiée
(V_{L2} & V_{T2})	**Zone 1**	1893,83	112500	13816	5,923	15	Condition vérifiée
	Zone 2	1645,42	112500	12686	5,434	15	Condition vérifiée
	Zone 3	1283,78	112500	8844	5,236	15	Condition vérifiée
(V_{L3} & V_{T3})	**Zone 1**	1594,72	87500	10174	6,641	15	Condition vérifiée
	Zone 2	1408,62	87500	9704	6,044	15	Condition vérifiée
	Zone 3	1136,56	87500	1800	9,926	15	Condition vérifiée
(V_{L4} & V_{T4})	**Zone 1**	1160,07	87500	6800	6,121	15	Condition vérifiée
	Zone 2	830,94	87500	6390	4,531	15	Condition vérifiée
	Zone 3	649,94	87500	6390	3,544	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.3.8 : Vérification de la contrainte limite du béton à la compression

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

Zone	Voiles	Armatures verticales (A_V), esp = 10 cm		
		En zone globale du voile		En zone courante
		Bande 1	Bande 2	
RDC à ET1	(V_{L1} & V_{T1})	2 X 10HA14	2 X 3HA14	2x2HA14
	(V_{L2} & V_{T2})	2 X 17HA20	2 X 5HA20	2x2HA20
	(V_{L3} & V_{T3})	2 X 13HA20	2 X 5HA16	2x2HA16
	(V_{L4} & V_{T4})	2 X 13HA16	2 X 5HA14	2x2HA14
ET2 à ET3	(V_{L1} & V_{T1})	2 X 10HA12	2 X 3HA14	2x2HA14
	(V_{L2} & V_{T2})	2 X 17HA20	2 X 5HA16	2x3HA16
	(V_{L3} & V_{T3})	2 X 13HA20	2 X 5HA16	2x2HA16
	(V_{L4} & V_{T4})	2 X 13HA16	2 X 5HA12	2x3HA12
ET4 à ET9	(V_{L1} & V_{T1})	2 X 10HA12	2 X 3HA14	2x2HA14
	(V_{L2} & V_{T2})	2 X 17HA16	2 X 5HA16	2x3HA16
	(V_{L3} & V_{T3})	2 X 13HA16	2 X 5HA14	2x3HA14
	(V_{L4} & V_{T4})	2 X 13HA16	2 X 5HA12	2x4HA12

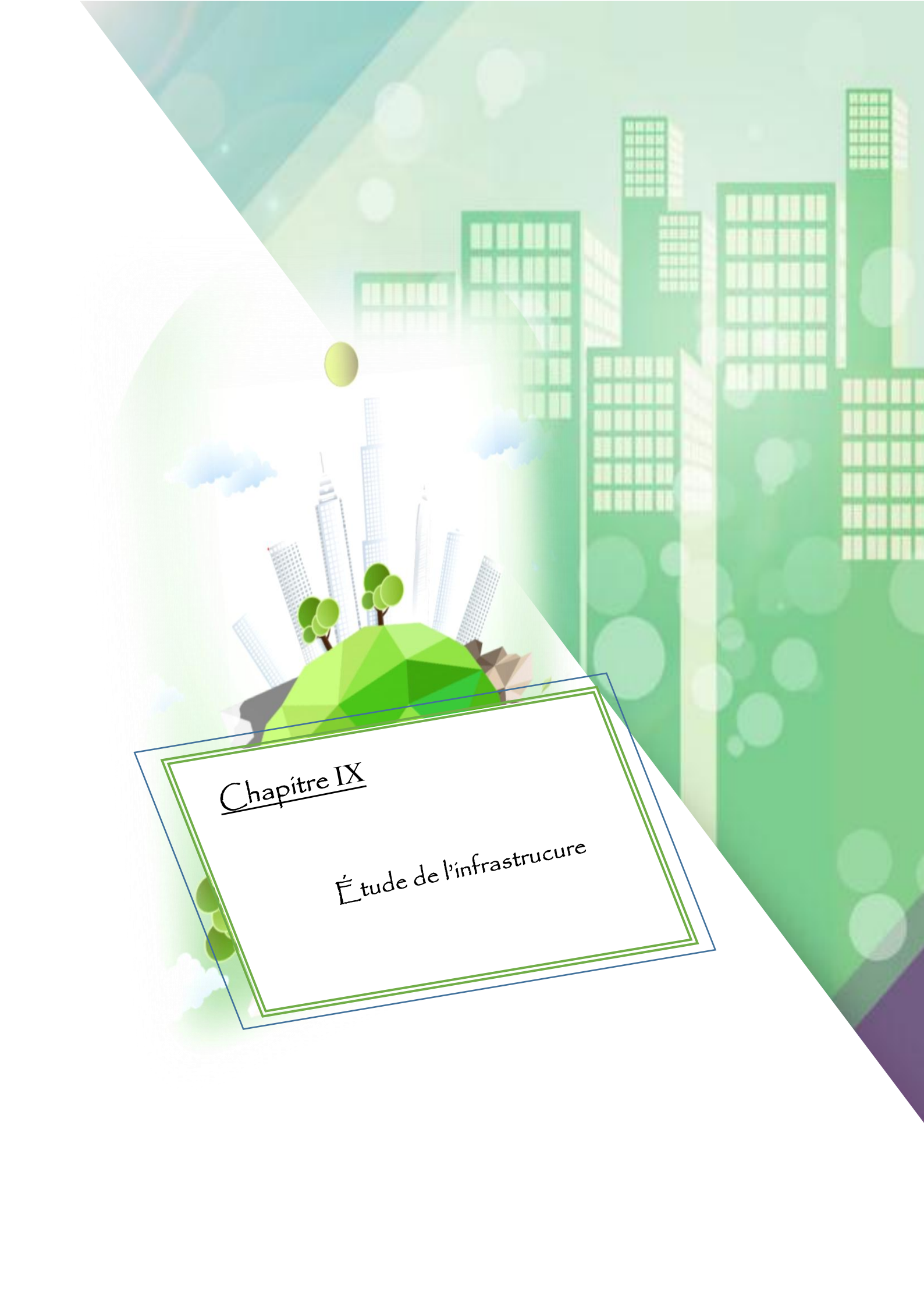
Tableau VIII.3.9 : Récapitulatif des armatures verticales des voiles

	Armatures horizontales (A_H), esp = 25 cm		
	Zone 1 (RDC à ET1)	**Zone 2** (ET2 à ET3)	**Zone 3** (ET4 à ET3)
(V_{L1} & V_{T1})	2 X 10HA14	2 X 3HA14	2x2HA14
(V_{L2} & V_{T2})	2 X 17HA20	2 X 5HA20	2x2HA20
(V_{L3} & V_{T3})	2 X 13HA20	2 X 5HA16	2x2HA16
(V_{L4} & V_{T4})	2 X 13HA16	2 X 5HA14	2x2HA14

Tableau VIII.3.10 : Récapitulatif des armatures horizontales des voiles

Armatures transversales :

A_t = **2HA8** par bande**/ml**



Chapitre IX

Étude de l'infrastrucure

IX-1) Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage qui repose sur le sol et qui assure la transmission de toutes les charges de la superstructure (horizontales et verticales), elle formera la partie structurelle qui répartie les charges ce qui diminue l'intensité des tassements ; elle assure de plus l'étanchéité de la face inférieure des bâtiments.

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent (les fondations superficielles, les fondations profondes).

Il est important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.
Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Donc, l'étude géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensionnement dépend des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

IX-2) Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondations repose sur :

- Une étude géotechnique détaillée sur le sol qui nous renseigne de plusieurs paramètres dont on cite :

  - La nature et la profondeur du bon sol.
  - La capacité portante du terrain de fondation.

- L'environnement.
- Le type de l'ouvrage et son utilisation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Dans notre cas :

D'après notre rapport du sol :

- La contrainte admissible du sol est : σ_{sol} = 1,8 bar
- La profondeur du bon sol par rapport à la cote du terrain actuel est à : h = 0,9 m

Donc :

Pour le choix de notre type de fondation, on doit vérifier dans l'ordre suivant :

→ Les semelles isolées.

→ Les semelles filantes.

→ Radier.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

Remarque :

→ Pour notre projet, puisque on a risque des chevauchements soit que pour les semelles isolés ou les semelles filantes, pour cela on optera pour un radier nervuré.

IX-3) Étude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, et travaille comme un plancher renversé, il est soumis à la réaction du sol diminuée du son poids propre.

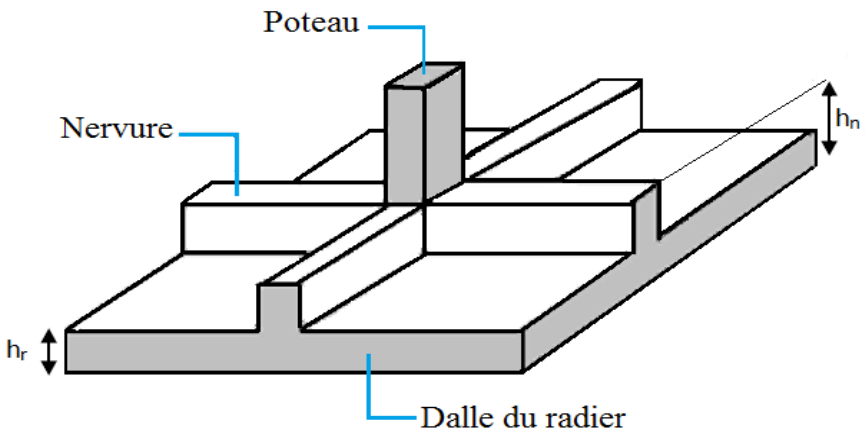


Figure IX.1 : Radier nervuré

IX-3-1) Pré-dimensionnement :

Épaisseur de la dalle du radier (h_r) :

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : la distance maximale d'entre axes des poteaux.

$$h_r \geq \frac{450}{20} = 22{,}5 \text{ cm.}$$

D'où :

→ On prend : $h_r = 50$ cm

• **Épaisseur de la dalle flottante (e_{df}) :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_{df} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

9 cm $\leq e_{df} \leq$ 11,25 cm

→ On prend : e_{df} = 10 cm

Épaisseur des nervures (h_n) :

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

→ **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\begin{cases} h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \end{cases}$$

Avec :

• L_{max} : la distance maximale d'entre axes des poteaux.

D'où :

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm.}$$

Et :

$$\frac{450}{8} \leq h_n \leq \frac{450}{5}$$

$$56{,}25 \text{ cm} \leq h_n \leq 90 \text{ cm}$$

→ **Selon la condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K\,b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, et le radier est rigide si il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \longrightarrow \text{ce qui conduit à : } h_n \geq \sqrt[3]{\left[\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 . \frac{3K}{E}\right]}$$

Avec :

- L_e : la longueur élastique.
- L_{max} : la distance maximale d'entre axes des poteaux.
- E_{V28} : le module de déformation longitudinale différée **(E_{v28} = 10818,865 MPa)**.
- b : la largeur de la nervure du radier.
- I : l'inertie de la section du radier. (bande de 1ml)
- K : coefficient de la raideur du sol rapporté à l'unité de surface (**K = 40 MPa**).

Donc :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left[\left(\frac{2}{3,14} \times 4,5\right)^4 . \frac{3\times40}{10818,865}\right]} = 0,907 \text{ m} = 90,7 \text{ cm}$$

D'où :

→ On prend : $h_n = 100$ cm

➥ **La largeur des nervures (b_n) :**

$$0,4\, h_n \leq b_n \leq 0,7\, h_n$$

D'où :

$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$

→ On prend : $b_n = 50$ cm

IX-3-2) Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Où :

- N_s : l'effort normal total à l'ELS.

→ Les efforts normaux sont tirés à partir du fichier du logiciel ETABS.

On a :

Ns = 66527,11 KN (Charges superstructure + plancher **(Niv +0,00)** + boite rigide).

- **Sans oublier à calculer :**

Poids des terres = 425 x 18 x 1,40 = 10710 KN.

Poids de radier = 425 x 0,5 x 25 = 5312,50 KN.

Poids des nervures = 0,5 x (1 – 0,5) x 288,083 x 25 = 1800,518 KN.

Donc :

- N_s = 66527,11 + 10710 + 5312,50 + 1800,518 = 84350,128 KN

D'où :

$$S_{radier} \geq \frac{84350,128}{180} = 468,611 \text{ m}^2$$

→ On prend : $S_{radier} = 508 \text{ m}^2$

On a : $S_{batiment} = 425 \text{ m}^2$

Remarque :

$S_{necessaire} = 508 \text{ m}^2 > S_{batiment} = 425 \text{ m}^2$

Vu que la surface du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, nous prévoyons un débord (D).

→ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \max\left[\frac{h_n}{2} ; 30\ cm\right] \longrightarrow D \geq \max\left[\frac{100}{2} ; 30\ cm\right] = 50\ cm$$

→ Soit : $\begin{cases} D = 50\ cm \\ S_{radier} + S_{Déb} \end{cases}$

En fin :

→ $\mathbf{S_{radier} = 516\ m^2}$

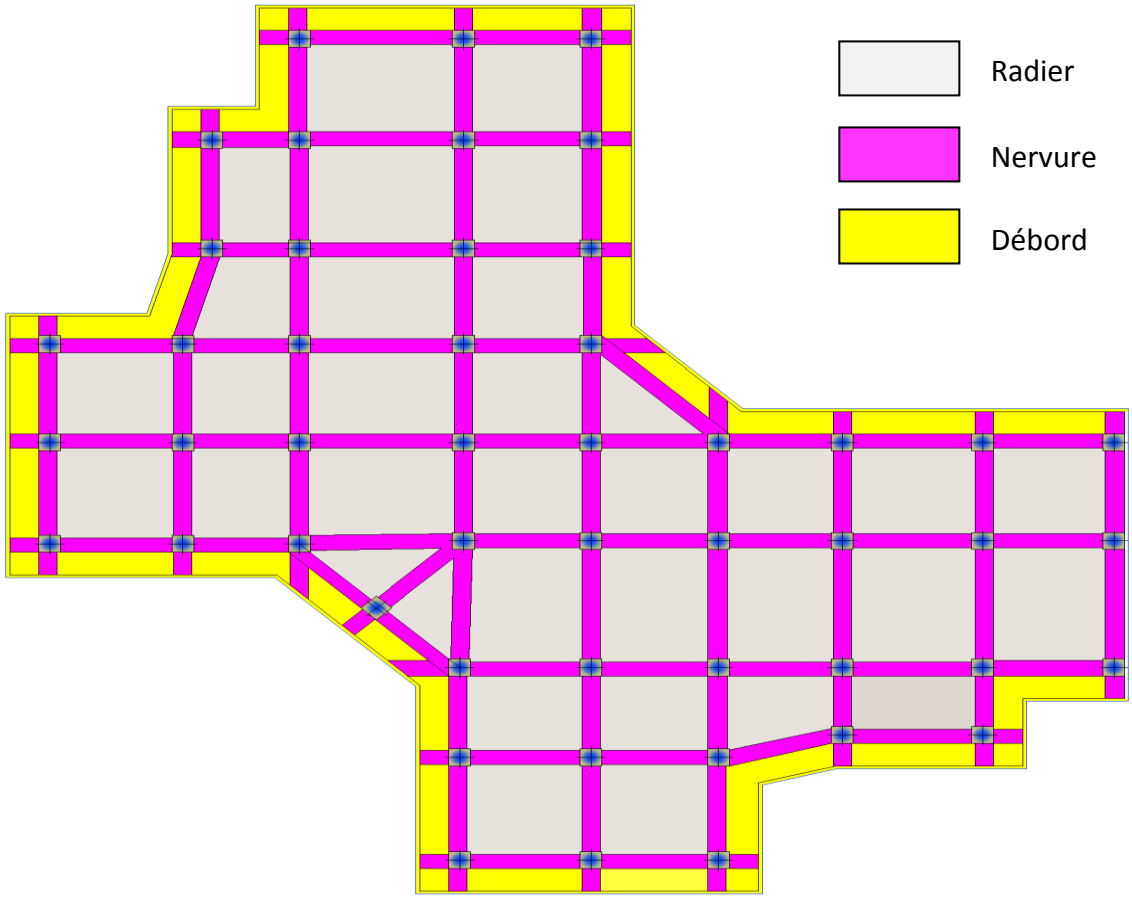


Figure IX.2 : Le débordement « D » du radier nervuré

IX-3-3) Vérification du radier :

1) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.2.2 du BAEL 90 mod 99]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b\,d} \quad ; \quad V_u^{max} = q_u \times \dfrac{L_{max}}{2} = \dfrac{N_u \,.\, b}{S_{radier}} \times \dfrac{L_{max}}{2} \\ \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \dfrac{25}{1{,}5} = 1{,}166 \text{ MPa} \end{cases} \longrightarrow \text{[L'article A.5.2.2 du BAEL 90 mod 99].}$$

On a :

b = 1m ; d = 0,9 h_r = 0,9 x 0,5 = 0,45m ; N_u = 89108,60 KN (donné par ETABS)

Donc :

▪ N_u : l'effort normal total à l'ELU.

N_u = N_u (ETABS) + 1,35 ($G_{remblai}$ + G_{radier} + $G_{nervures}$)

N_u = 89108,60 + 1,35 (10710 + 5312,50 + 1800,518) = 113169,674 KN

$$V_u^{max} = \frac{113169{,}674 \times 1}{516} \times \frac{4{,}5}{2} = 493{,}472 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{493{,}472 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1{,}096 \text{ MPa}$$

τ_u = 1,096 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 1,166 MPa ⟶ Condition vérifiée

b) Vérification au poinçonnement : [L'article A.5.2.4 du CBA93]

Aucun calcul d'aciers transversaux n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0{,}045 \cdot U_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

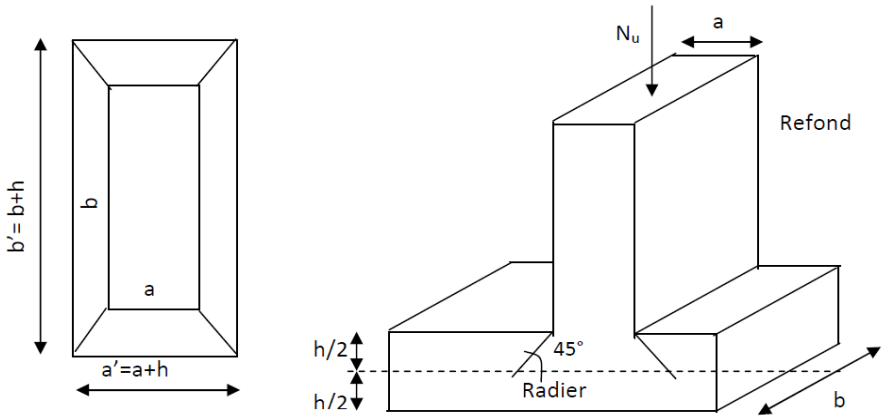


Figure IX.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Avec :

- N_u : charge de calcul à l'ELU sous le poteau ou du voile.
- U_c : périmètre du contour cisaillé sur le plan du Feuillet moyen du radier.
- a : épaisseur du voile ou du poteau.
- b : largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).
- h : l'épaisseur totale du radier ($h = h_n = 1$ m).

➢ **Vérification sous poteaux :**

$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times ((a + h)+(b+ h)) = 2 \times ((0{,}6 + 1)+(0{,}6+ 1)) = 6{,}4$ m

Donc :

$$N_u = 1955{,}07 \text{ KN} \leq 0{,}045 \times 6{,}4 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5}$$

On a : $N_u = 1955{,}07$ KN $<$ 4800 KN ⟶ condition vérifiée.

➢ **Vérification sous voiles :**

$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times ((a + h)+(b+ h)) = 2 \times ((0,25 + 1)+(4,5+ 1)) = 13,5$ m

Donc :

$$N_u = 2407,83 \text{ KN} \leq 0,045 \times 13,5 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

On a : $N_u = 2407,83$ KN $<$ 10125 KN ⟶ condition vérifiée.

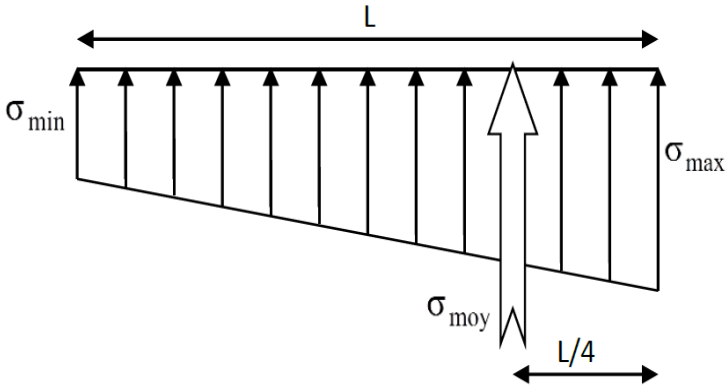
3) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Où :

$$\sigma_{max,\,min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$$



Avec :

- σ_{min} , σ_{max} : contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- N : effort normal dû aux charges verticales (Ns = 84350,128 KN).
- S_{radier} : surface totale du radier.
- V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

- I : moment d'inertie suivant le sens considéré.
- M : moment de renversement dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times Z$$

Où :

- **M_0 :** moment sismique à la base du bâtiment.
- **T_0 :** effort tranchant sismique à la base du bâtiment.
- **Z :** profondeur de l'infrastructure.

Dans notre cas, ces moments sont déduits à partir du logiciel (ETABS)

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 14{,}44 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 14{,}82 \text{ m}$$

- **Calcul du moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \sum I_i = 2877430 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{YY} = \sum I_i = 2702590 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments de renversement :**

D'après le logiciel ETABS, on a :

M_{0X} = 167936,224 KN.m

M_{0Y} = 169423,895 KN.m

V_X = 8022,13 KN

V_Y = 7961,64 KN

D'où :

M_X = 183178,27 KN.m

M_Y = 184551,011 KN.m

➢ **Sens XX :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_X = \frac{84350,128}{516} + \frac{184551,011}{2877430} \times 14,76 = 164,415 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_X = \frac{84350,128}{516} - \frac{184551,011}{2877430} \times 14,76 = 162,522 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3\times164,415 + 162,522}{4} = 163,941 \text{ KN/m}^2$$

On a : $\sigma_{moy} = 163,941 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

➢ **Sens YY :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_X}{I_{YY}} V_Y = \frac{84350,128}{516} + \frac{183178,27}{2702590} \times 14,82 = 164,473 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_X}{I_{YY}} V_Y = \frac{84350,128}{516} - \frac{183178,27}{2702590} \times 14,82 = 162,464 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = \frac{3\times164,473 + 162,464}{4} = 163,97 \text{ KN/m}^2$$

On a : $\sigma_{moy} = 163,97 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

4) Vérification au renversement : [L'article A.10.1.5 du RPA99/Version2003]

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➢ **Sens XX :**

$$e = \frac{M_X}{N_S} = \frac{183178,27}{84350,128} = 2,171 \text{ m}$$

$\frac{B}{4} = \frac{29,2}{4} = 7,3$ m

On a : $e = 2,171$ m $< \frac{B}{4} = 7,3$ m ⟶ condition vérifiée.

➢ **Sens YY :**

$e = \frac{M_Y}{N_S} = \frac{184551,011}{84350,128} = 2,187$ m

$\frac{B}{4} = \frac{29,2}{4} = 7,3$ m

On a : $e = 2,187$ m $< \frac{B}{4} = 7,3$ m ⟶ condition vérifiée.

5) Vérification de la poussée hydrostatique (non soulèvement) :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydraulique telle que :

$$P \geq F_S \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- P : poids total à la base du radier (P = 5312,50 + 66527,11 = 71839,61 KN).
- S_{radier} : surface totale du radier ($S_{radier} = 516$ m²).
- h : profondeur de l'infrastructure (h = 1,9 m).
- F_S : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (Fs = 1,5).
- γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m²).

D'où :

$F_S \times h \times S_{radier} \times \gamma_w = 1,5 \times 1,9 \times 516 \times 10 = 14706$ KN

On a :

$P = 71839,61$ KN $> F_S \times h \times S_{radier} \times \gamma_w = 14706$ KN ⟶ condition vérifiée.

A) Étude de la dalle du radier :

A-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

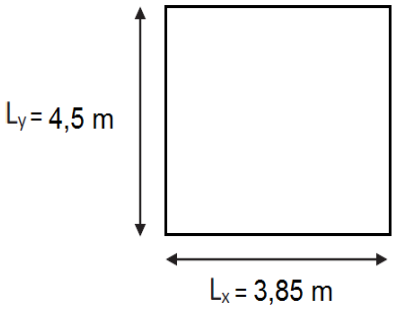
Le radier se calculera comme un plancher renversé, sollicité par la réaction du sol. Pour le ferraillage des panneaux, on calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier, et nous aurons utilisé la méthode proposée par le **BAEL91**.

Les panneaux constituants le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés. Nous utiliserons la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépendent du rapport ρ_x et du coefficient de POISSON.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

On a :

$L_X = 3{,}85$ m ; $L_Y = 4{,}5$ m



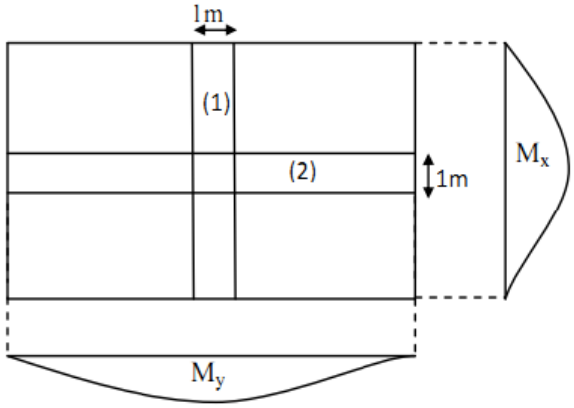
D'où :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3{,}85}{4{,}5} = 0{,}855$$

$\Longrightarrow$ **0,4 ≤ ρ_x = 0,855 ≤ 1** $\longrightarrow$ le panneau travaille dans les deux directions.

- **Calcul des moments M_X et M_Y agissant au centre de la dalle :**

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments pour une bande de 1 m de largeur au centre du panneau sont données par :

→ Dans le sens de la petite portée L_X : $M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2$

→ Dans le sens de la grande portée L_Y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables PIGEAUD en fonction de ρ_x et ν.

Remarque :

Pour le calcul du ferraillage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_{max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

D'où :

▷ **À L'ELU :**

✓ **La contrainte maximale à l'ELU dans les deux sens :**

Donc :

$$q_{U\,max} = \left(\sigma_{max}\,(ELU) - 1{,}35 \times \frac{G_{radier}}{S_{radier}} \right) \times 1ml = \left(\frac{N_U}{S_{radier}} - 1{,}35 \times \frac{G_{radier}}{S_{radier}} \right) \times 1ml$$

$$q_{U\,max} = \left(\frac{113169{,}674}{516} - 1{,}35 \times \frac{5312{,}5}{516} \right) \times 1ml = 205{,}422\ KN/ml$$

On a :

$M_{0X} = \mu_x \times q_U \times L_x^2$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$

Avec :

$$\rho_x = 0{,}855,\ \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0509 \\ \mu_y = 0{,}685 \end{cases}$$

D'où :

$M_{0X} = 0{,}0509 \times 205{,}422 \times (3{,}85)^2 = 154{,}983$ KN.m

$M_{0y} = 0{,}685 \times 154{,}983 = 106{,}163$ KN.m

Remarque :

Notre panneau est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0{,}5.M_{0x}$
- Moment en travée : $M_{tx} = 0{,}75.M_{0x}$ et $M_{ty} = 0{,}75.M_{0y}$

➢ **Aux appuis :**

$M_a = -0{,}5.M_{0X} = -0{,}5 \times 154{,}983 = -77{,}491$ KN.m

➢ **En travée :**

$M_{tx} = 0{,}75.\ M_{0X} = 0{,}75 \times 154{,}983 = 116{,}237$ KN.m

$M_{ty} = 0{,}75.\ M_{0y} = 0{,}75 \times 106{,}163 = 79{,}622$ KN.m

▷ **À L'ELS :**

✓ **La contrainte maximale à l'ELS dans les deux sens :**

Donc :

$$q_{S\,max} = (\sigma_{max}\ (ELS) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}}) \times 1ml = (\frac{N_S}{S_{radier}} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}}) \times 1ml$$

$$q_{S\,max} = (\frac{84350{,}128}{516} - \frac{5312{,}5}{516}) \times 1ml = 153{,}173\ KN/ml$$

On a :

$$M_{0X} = \mu_x \times q_S \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Avec :

$\rho_x = 0{,}855$
$\nu = 0{,}2$ $\Rightarrow$ $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0579 \\ \mu_y = 0{,}778 \end{cases}$

D'où :

$M_{0X} = 0,0579 \times 153,173 \times (3,85)^2 = 131,456$ KN.m

$M_{0y} = 0,778 \times 131,456 = 102,272$ KN.m

➢ **Aux appuis :**

$M_a = -0,5.M_{0X} = -0,5 \times 131,456 = -65,728$ KN.m

➢ **En travée :**

$M_{tx} = 0,75.\ M_{0X} = 0,75 \times 131,456 = 98,592$ KN.m

$M_{ty} = 0,75.\ M_{0y} = 0,75 \times 102,272 = 76,704$ KN.m

- **Calcul des efforts tranchants (V_X et V_y) :**

▶ **Sens XX :**

$$V_X = \frac{q_u \times l_x}{2 \times (1 + \frac{\rho_x}{2})} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{l_x + 2l_y} = \frac{205,422 \times 3,85 \times 4,5}{3,85 + 2 \times 4,5} = 276,96 \text{ KN}$$

▶ **Sens YY :**

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{205,422 \times 3,85}{3} = 263,624 \text{ KN}$$

A-2) Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur à la flexion simple.

b = 100 cm

h = 50 cm

c = 5 cm

d = 0,9 h = 45 cm

- **Dans le sens X-X :**

➢ **En travée :**

→ **M_t = 116,237 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{116{,}237 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14{,}2} = 0{,}040$$

$\mu = 0{,}040 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}040$ → $\beta = 0{,}980$; $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{116{,}237 \times 10^3}{0{,}980 \times 45 \times 348} = 7{,}57 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 06HA14 = 9,23 cm² /ml**

Avec **un espacement de St = 15 cm.**

➢ **Aux appuis :**

→ **M_{ap} = – 77,491 KN.m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{77{,}491 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14{,}2} = 0{,}027$$

$\mu = 0{,}027 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}027$ → $\beta = 0{,}986$; $\sigma_{st} =$ 348 MPa

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{77{,}491 \times 10^3}{0{,}986 \times 45 \times 348} = 5{,}01 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 06HA14 = 9,23 cm² /ml**

Avec un espacement de St = 15 cm.

- **Dans le sens Y-Y :**

➢ **En travée :**

→ **M_t = 79,622 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{79{,}622 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14{,}2} = 0{,}028$$

$\mu = 0{,}028 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\mu = 0{,}028$ → $\beta = 0{,}986$; $\sigma_{st} = 348$ MPa

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{79{,}622 \times 10^3}{0{,}986 \times 45 \times 348} = 5{,}15 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 06HA14 = 9,23 cm² /ml**

Avec un espacement de St = 15 cm.

➢ **Aux appuis :**

→ **Map = – 77,491 KN.m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{77{,}491 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14{,}2} = 0{,}027$$

$\mu = 0{,}027 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

Avec : $\begin{cases} \mu = 0{,}027 \rightarrow \beta = 0{,}986 \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

Donc :

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{77{,}491 \times 10^3}{0{,}986 \times 45 \times 348} = 5{,}018 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{ap} = 06HA14 = 9,23 cm² /ml**

Avec un espacement de St = 15 cm.

A-3) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article B.7.4 du BAEL 90 mod 99]

La section minimale des armatures tendues, est déterminée à partir d'un pourcentage de référence **W_0** qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Avec :

- W_0 : pourcentage d'acier minimal réglementaire.

⟹ $W_0 = 0{,}08$ % Pour les HA ; FeE400 de $\phi > 6$ mm

- S : section totale du béton.

- **Dans le sens X-X :**

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

A_X : section minimale des armatures.

$$A_{x\,min} \geq W_0 \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_{x\,min} \geq 0{,}0008 \times \frac{3-0{,}855}{2} \times 100 \times 50 = 4{,}29\ cm^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 9{,}23 cm^2 > A_{x\,min} = 4{,}29\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 9{,}23 cm^2 > A_{x\,min} = 4{,}29\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

- **Dans le sens Y-Y :**

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0$$

A_y : section minimale des armatures.

$$A_{y\,min} \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_{y\,min} \geq 0{,}0008 \times 100 \times 50 = 4\ cm^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 9{,}23\ cm^2 > A_{y\,min} = 4\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 9{,}23\ cm^2 > A_{y\,min} = 4\ cm^2$ ⟶ condition vérifiée

3) Espacement des barres : [L'article A.7.2.4.2 du CBA93]

→ **Dans la direction la plus sollicitée :**

Aux appuis : $S_t = 15$ cm
En travée : $S_t = 15$ cm

$<$ min (2h ; 25 cm) = 25 cm ⟶ condition vérifiée.

→ **Dans la direction perpendiculaire :**

Aux appuis : S_t = 15 cm
En travée : S_t = 15 cm

$<$ min (3h ; 33 cm) = 33 cm ⟶ condition vérifiée.

4) Diamètre des barres : [L'article A.6.4.1 du CBA93]

On doit vérifier que : $\phi \leq \frac{h}{10}$

$\Rightarrow$ $\phi_{adopté}$ = 14 mm $<$ $\frac{500}{10}$ = 50 mm ⟶ Condition vérifiée.

A-4) Vérification à l'ELS :

→ D'après **[L'article A.4.5 du BAEL 90 mod 99]** les vérifications à effectuer portent sur :

1) État limite d'ouverture des fissures : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

La fissuration est considérée comme fissuration préjudiciable.

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 201,6 MPa

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2 du BAEL 90 mod 99]** On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens X-X :**

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 201,6 MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$ avec : $M_s^t = 98{,}592$ KN .m ; $A_{st} = 9{,}23$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}23}{100 \times 45} = 0{,}205 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}927 \\ K_1 = 53{,}49 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{98{,}592 \times 10^3}{0{,}927 \times 45 \times 9{,}23} = 256{,}063 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 256{,}063$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201{,}6$ MPa ⟶ condition non vérifiée

Remarque :

Puisque la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'armature donc on prend

A_{st} = 10HA14 = 15,39 cm² /ml

→ Vérification :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$ avec : $M_s^t = 98{,}592$ KN .m ; $A_{st} = 15{,}39$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 15{,}39}{100 \times 45} = 0{,}342 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}909 \\ K_1 = 39{,}95 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{98{,}592 \times 10^3}{0{,}909 \times 45 \times 15{,}39} = 156{,}612 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 156,612 MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 201,6 MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{156,612}{39,95} = 3,920 \text{ MPa}$$

On a : σ_{bc} = 3,920 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 201,6 MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$

avec : M_s = 65,728 KN .m ; A_s = 9,23 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 45} = 0,205 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ K_1 = 53,49 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{65,728 \times 10^3}{0,927 \times 45 \times 9,23} = 170,709 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 170,709 MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ = 201,6 MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170,709}{53,49} = 3,191$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 3,191$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

- **Dans le sens Y-Y :**

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,6$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $M_s^t = 76,704$ .m ; $A_{st} = 9,23$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 45} = 0,205 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ K_1 = 53,49 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{76,704 \times 10^3}{0,927 \times 45 \times 9,23} = 199,216 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 199,216$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201,6$ MPa ⟶ condition vérifiée.

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199,216}{53,49} = 3,724$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 3,724$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée.

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,6$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$ avec : $\begin{cases} M_s = 65,728 \text{ KN .m} \\ A_s = 9,23 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 45} = 0,205 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ K_1 = 53,49 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{65,728 \times 10^3}{0,927 \times 45 \times 9,23} = 170,709 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 170,709$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}} = 201,6$ MPa ⟶ condition vérifiée.

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170,709}{53,49} = 3,191$ MPa

On a : σ_{bc} = 3,191 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

Remarque :

On adoptera le même ferraillage pour tout le radier

Avec : **A_{st} = 10HA14 = 15,39 cm² /ml**

Conclusion 1 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

✓ **Sens X-X :**

- **En travée : 10HA14 avec ST = 10 cm**
- **Aux appuis : 10HA14 avec ST = 10 cm**

✓ **Sens Y-Y :**

- **En travée : 10HA14 avec ST = 10 cm**
- **Aux appuis : 10HA14 avec ST = 10 cm**

B) Étude des nervures :

B-1) Calcul des efforts internes à l'ELU :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (moment fléchissant et effort tranchant), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrite **Calcul des OUVRAGES en BETON ARME_ [09] en page 189,** une méthode simple qui permet de ramener ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur **Lm**); et le même effort tranchant max (largeur **Lt**) que le diagramme trapézoïdal. Dans ce cas le calcul devient tel que :

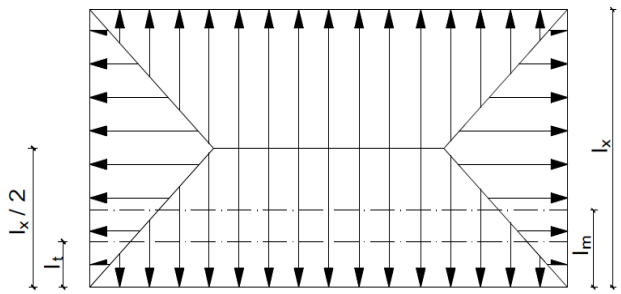
$$\begin{cases} qm = q.Lm \\ qt = q.Lt \end{cases}$$

Avec :

- **qm :** charge permettant le calcul du moment fléchissant.
- **qt :** charge permettant le calcul des efforts tranchants.
- **q :** charge agissant sur les panneaux de dalle du radier.

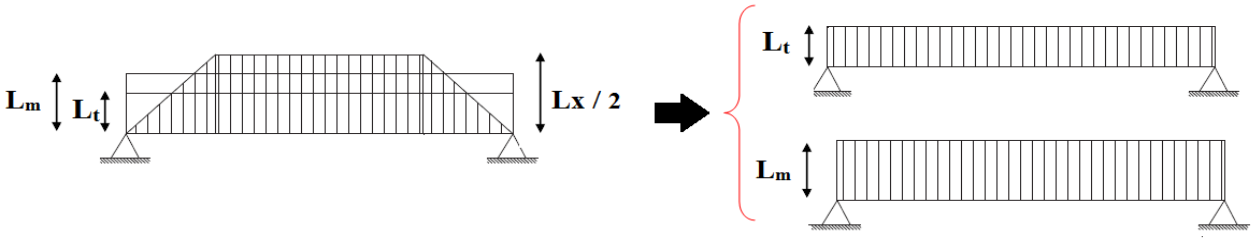
→ **Cas des charges trapézoïdales :**

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0{,}5 - \frac{\rho_x{}^2}{6}\right)$
- Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0{,}5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$



→ **Cas des charges triangulaires :**

- Moment fléchissant : $L_m = 0{,}333\ L_x$
- Effort tranchant : $L_t = 0{,}25\ L_x$



Répartition simplifiées des chargements.

Dans notre cas :

Afin de faciliter les calculs on utilisera un logiciel de calcul « SAFE » pour la détermination de nos diagrammes (moments fléchissant et efforts tranchants) en travée et sur appui des nervures.

→ Présentation du logiciel SAFE.12 :

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de fondation en béton.

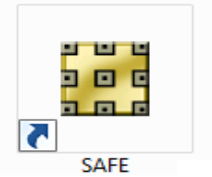
Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et intègrent l'influence des sols, murs (rectilignes ou curvilignes), et d'autres éléments inters faciaux

L'interopérabilité avec SAP2000 et ETABS permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans SAFE pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures.

SAFE fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

→ Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de la modélisation de notre structure dans SAFE.12 , on a suivi les étapes suivantes :



1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur SAFE.
3. Définition des matériaux.
4. Définition du radier et des nervures.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

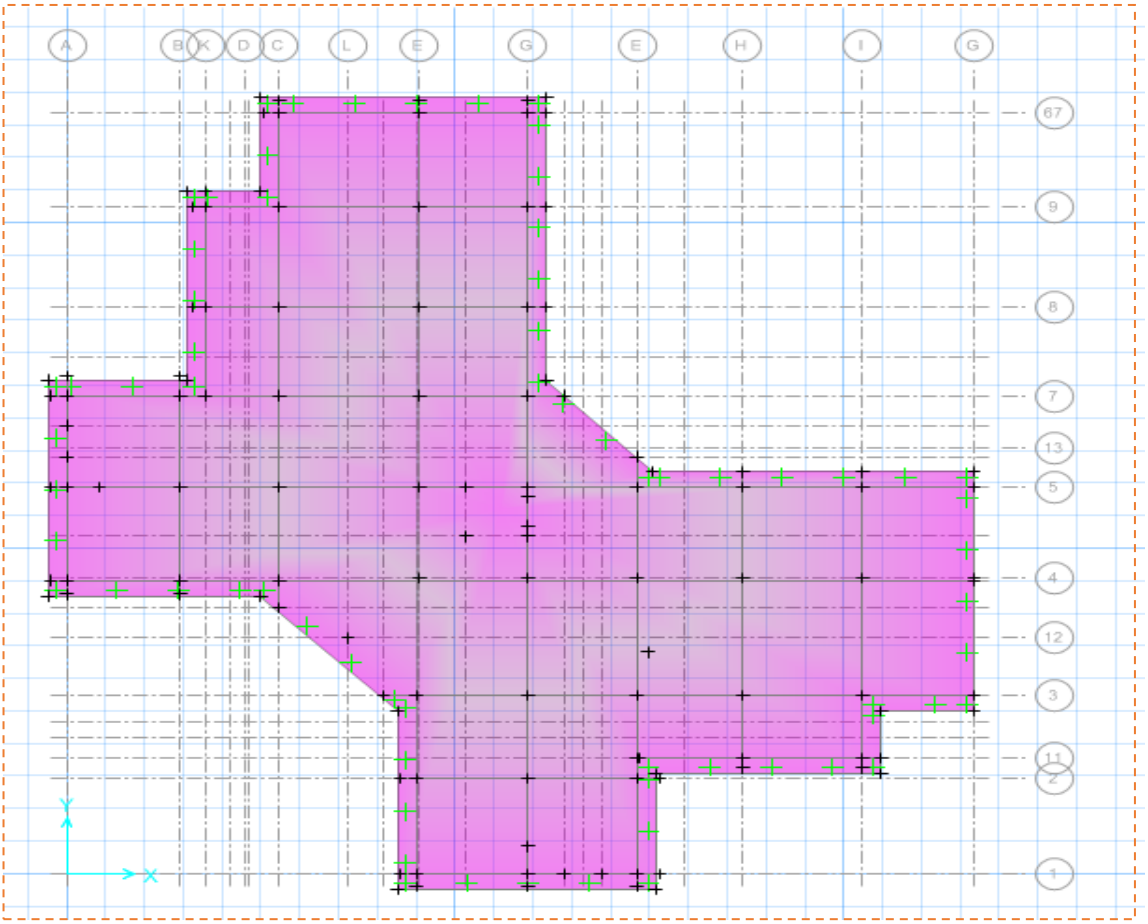
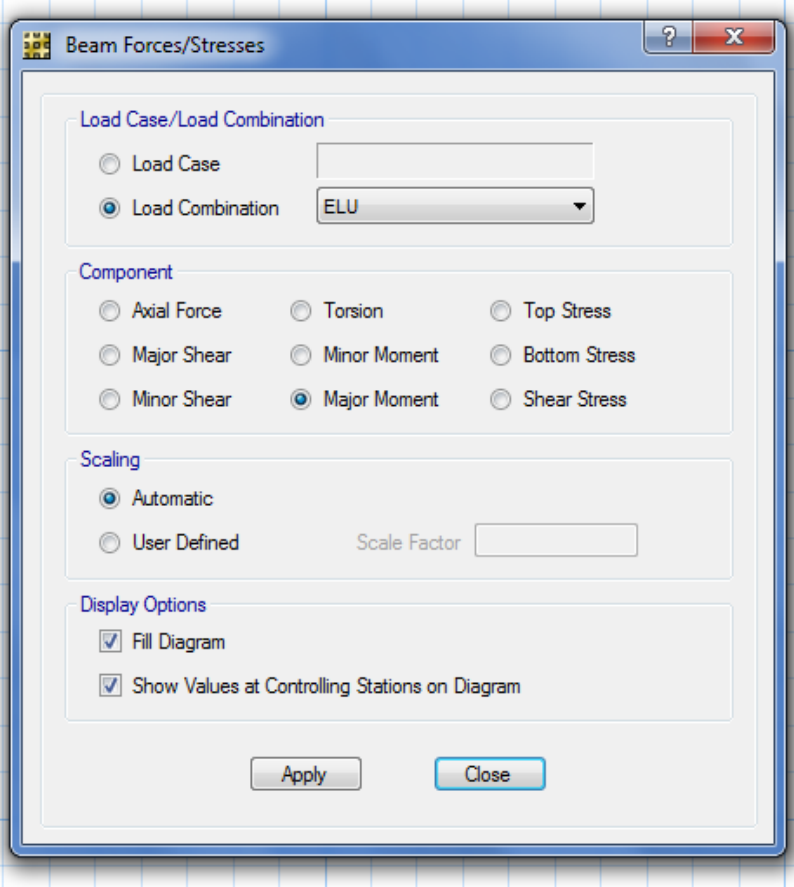


Figure IX.4 : La modélisation du radier sur SAFE

Les diagrammes obtenus sont illustrés dans les figures ci – dessous :

→ **Résultats des Moments fléchissant :**



D'où :

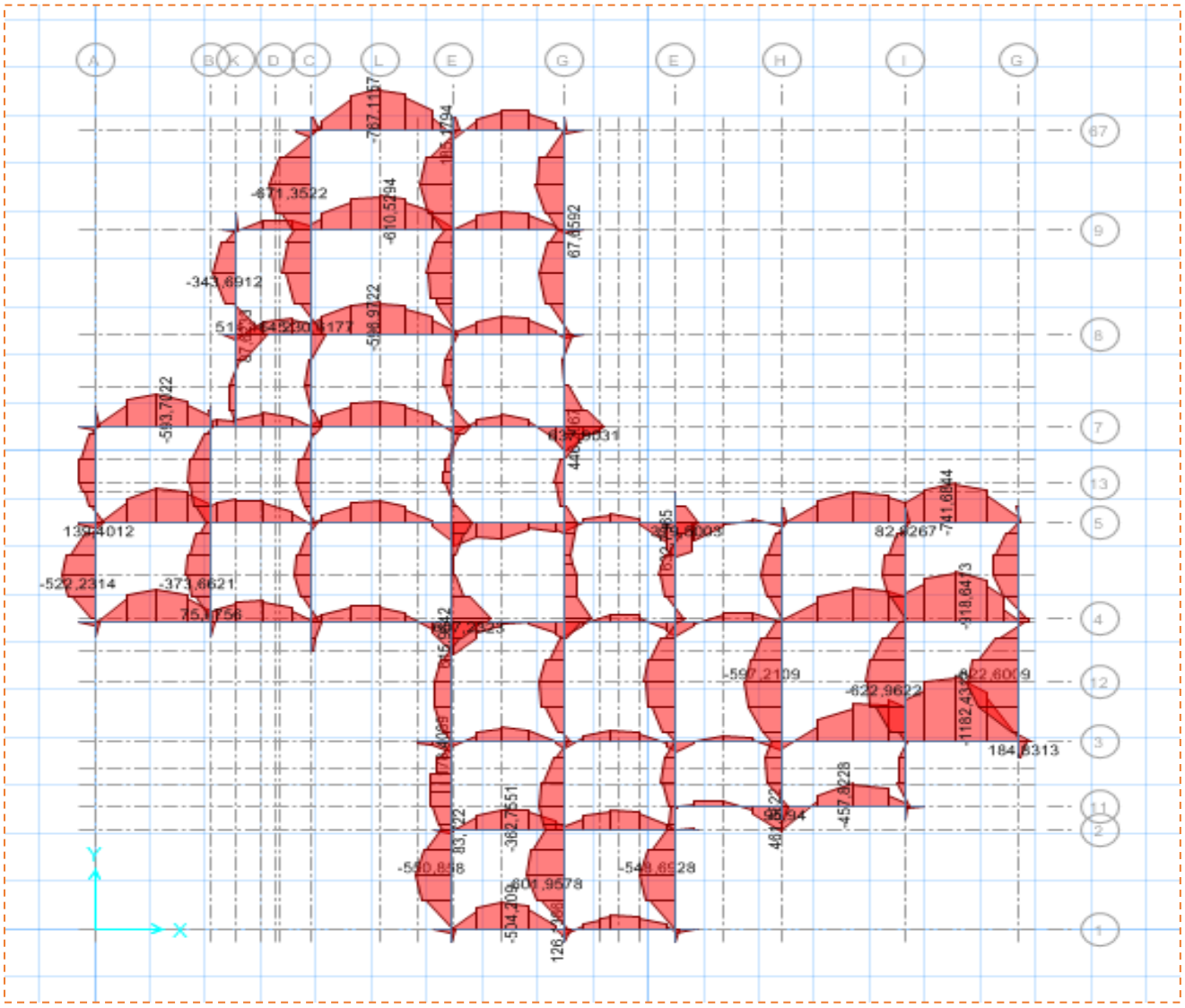
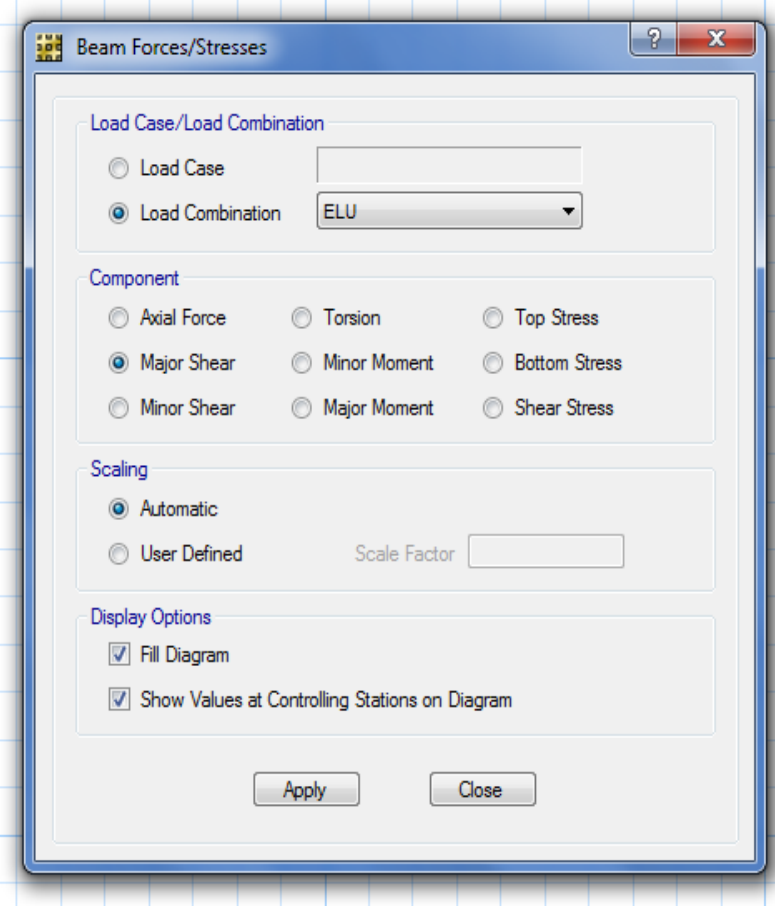


Figure IX.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

→ **Résultats des Efforts Tranchant :**



D'où :

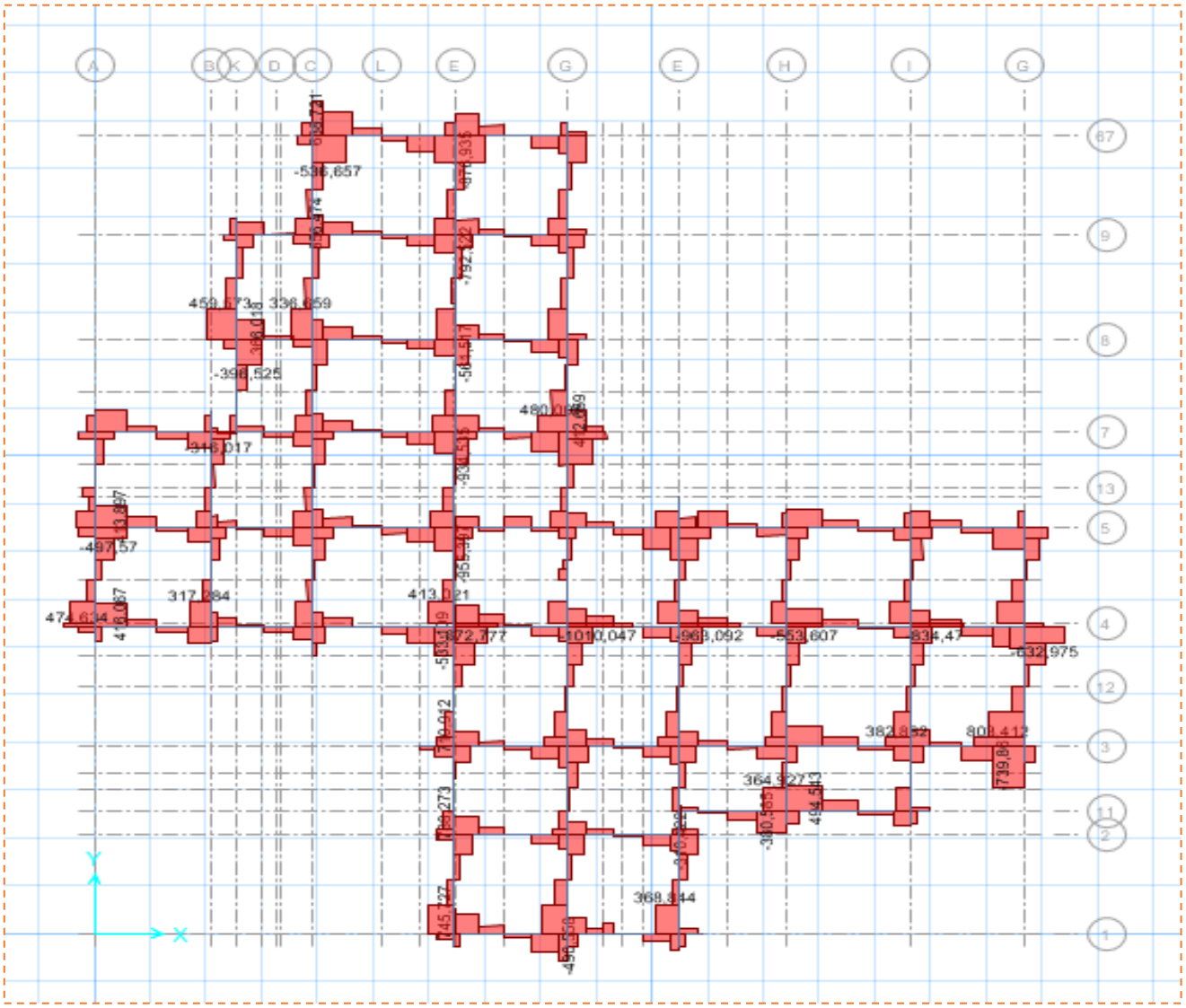


Figure IX.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

D'après les diagrammes obtenus, on a :

➢ Sens (X-X) :

M_{max} (aux appuis) = 632,736 KN.m **[à l'ELU]** ⟶ T_{cor} = 573,567 KN

M_{max} (en travée) = – 1182,431 KN.m **[à l'ELU]**

T_{max} = – 955,397 KN **[à l'ELU]** ⟶ M_{cor} = 422,8895 KN.m

➢ Sens (Y-Y) :

M_{max} (aux appuis) = 637,903 KN.m **[à l'ELU]** ⟶ T_{cor} = 610,81 KN

M_{max} (en travée) = – 822,6 KN.m **[à l'ELU]**

T_{max} = – 1010,047 KN **[à l'ELU]** ⟶ M_{cor} = 420,0287 KN.m

B-2) Ferraillage à l'ELU :

Sens X-X :

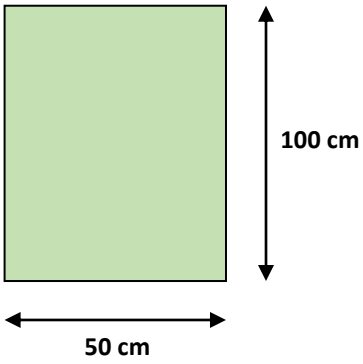
Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à la flexion simple.

b = 50 cm

h = 100 cm

c = 5 cm

d = h – c = 95 cm



- **Les armatures longitudinales :**

➢ **En travée :**

→ **M_t = 1182,431 KN. m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1182{,}431 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14{,}2} = 0{,}184$$

$\mu = 0{,}184 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}184 \longrightarrow \beta = 0{,}898$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1182{,}431 \times 10^3}{0{,}898 \times 95 \times 348} = 39{,}829 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 6HA20(file) + 6HA25(Chapeau) = 18,84 + 29,45 = 48,29 cm²**

➢ **Aux appuis :**

→ **$M_a = -$ 632,736 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{632{,}736 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14{,}2} = 0{,}098$$

$\mu = 0{,}098 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}098 \longrightarrow \beta = 0{,}948$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{632{,}736 \times 10^3}{0{,}948 \times 95 \times 348} = 20{,}188 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 6HA14(file) + 6HA16(Chapeau) = 9,23 + 12,06 = 21,29 cm²**

- **Les armatures transversales :** **[L'article A.7.2.2** du **BAEL 90 mod 99]** :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \ \emptyset_l^{max} ; \ \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

• ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;

• h : hauteur de la poutre ;

• b : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{1000}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{500}{10}\right\} = \min\{28,57 ; 25 ; 50\} = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

D'après **[L'article A.8.1.3 du BAEL90 mod 99]** :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{l\,max} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

→ On choisit **un cadre ϕ10** avec **A_t = 4HA10 = 3,14 cm²**

→ **Espacement des cadres :** **[L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]**

➢ **En zone nodale (aux appuis) :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\,\Phi_l\right)$

$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,4\right) = \min(25 ; 16,8) = 16,8$ cm

Soit : S_t = 10 cm

➢ **En zone courante (en travée) :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50$ cm

Soit : S_t = 20 cm

→ Vérification à l'ELU :

• **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité : **[L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,735 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 48{,}29\ cm^2 > A_{min} = 5{,}735\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 21{,}29\ cm^2 > A_{min} = 5{,}735\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \dfrac{V_u^{max}}{b.d}$; $V_u^{max} = 955{,}397$ KN

$\overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa (fissuration préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]**

$$\tau_u = \frac{955{,}397 \times 10^3}{500 \times 950} = 2{,}01 \text{ MPa}$$

On a :

$\Rightarrow \tau_u = 2{,}01$ MPa $< \overline{\tau_u} = 2{,}5$ Mpa $\longrightarrow$ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

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

On a : $V_u^{max} = 955{,}397$ KN

$\frac{2 \times 955{,}397 \times 10^3}{500 \times 0{,}9 \times 950} = 4{,}47$ Mpa

$0{,}8 \times \frac{25}{1{,}5} = 13{,}33$ Mpa

4,47 MPa ≤ 13,33 MPa

⟶ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que : $A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(573{,}567 + \frac{632{,}736}{0{,}9 \times 0{,}950}\right) \times 10 = 37{,}766\ cm^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(955{,}397 + \frac{422{,}8895}{0{,}9 \times 0{,}950}\right) \times 10 = 41{,}687\ cm^2$

$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 41{,}687\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté} = 21{,}29\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 41{,}687\ cm^2$ ⟶ Condition non vérifiée

⟹ On constate que la condition n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter notre section d'armatures au niveau des appuis.

Soit :

⇒ **A_{sa} = 6HA20(file) + 6HA25(chapeau) = 18,84 + 29,45 = 48,29 cm²**

Remarque : on a : $S_t = 10\ cm \leq \min\left(\frac{100}{4}\ ;\ 12 \times 2\right) = \min(25\ ;\ 24) = 24\ cm$

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- A_{si} : un paquet des barres.

- A_s : la section totale des armatures tendues.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1,5$).
- ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres. ($\Sigma U_i = n.\pi.\phi$)

➢ **En travée :**

On a : 6HA20 + 6HA25

$$\Sigma U_i = 6 \times 3,14 \times 20 = 376,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{955,397 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 376,8} \times \frac{8,05}{48,29} = 0,494 \text{ Mpa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$\tau_{se} = 0,494$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3,15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

On a : 6HA20 + 6HA25

$$\Sigma U_i = 6 \times 3,14 \times 20 = 376,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{955,397 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 376,8} \times \frac{8,05}{48,29} = 0,494 \text{ Mpa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$\tau_{se} = 0,494$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3,15$ MPa ⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : τ_s = 0,6 . ψ_s^2. f_{t28}

$\Rightarrow$ τ_s = 0,6 x (1,5)^2 x 2,1 = 2,84 MPa

D'où :

➢ **En travée :**

→ Pour Ø20 :

$L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2,84}$ = 704,225 mm

On prend : → L_s = **75 cm**

→ Pour Ø25 :

$L_s = \frac{25}{4} \times \frac{400}{2,84}$ = 880,28 mm

On prend : → L_s = **90 cm**

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø20 :

$L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2,84}$ = 704,225 mm

On prend : → L_s = **75 cm**

→ Pour Ø25 :

$L_s = \frac{25}{4} \times \frac{400}{2,84}$ = 880,28 mm

On prend : → L_s = **90 cm**

→ D'après **[L'article A.6.1.2.1.5.3** du **CBA93]** ; on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors - crochet est au moins égale à : **0,4** L_S pour les aciers **HA**.

➢ **En travée :**

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

→ Pour Ø25 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 90 = 36$ cm

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

→ Pour Ø25 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 90 = 36$ cm

6) Pourcentage minimum des armatures longitudinales :

D'après **[L'article 7.5.2** du **RPA99/Version2003]** :

$$\sum As_{adopté} \geq 0,005 \times b \times h$$

D'où :

➢ **En travée :**

$\sum As_{adopté} = (6HA20 + 6HA25) = 18,84 + 29,45 = 48,29\ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 48,29\ cm^2 \geq 0,005 \times 50 \times 100 = 25\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

➢ **Aux appuis :**

$\sum As_{adopté} = (6HA20 + 6HA25) = 18,84 + 29,45 = 48,29\ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 48,29\ cm^2 \geq 0,005 \times 50 \times 100 = 25\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Les armatures transversales :**

1) Vérification de la quantité des armatures transversales :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]**, la quantité des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b$$

D'où :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 10 \times 50 = 1{,}5\ cm^2$

$A_t = 3{,}14\ cm^2 > A_{t\,min} = 1{,}5\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3\ cm^2$

$A_t = 3{,}14\ cm^2 > A_{t\,min} = 3\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

2) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2** du **CBA93] :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4\ MPa$$

D'où :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$\frac{3{,}14 \times 400}{50 \times 10} = 2{,}512\ MPa \geq 0{,}4\ MPa \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$\frac{3{,}14 \times 400}{50 \times 20} = 1{,}256\ MPa \geq 0{,}4\ MPa \longrightarrow$ condition vérifiée

→ **Délimitation de la zone nodale : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]** :

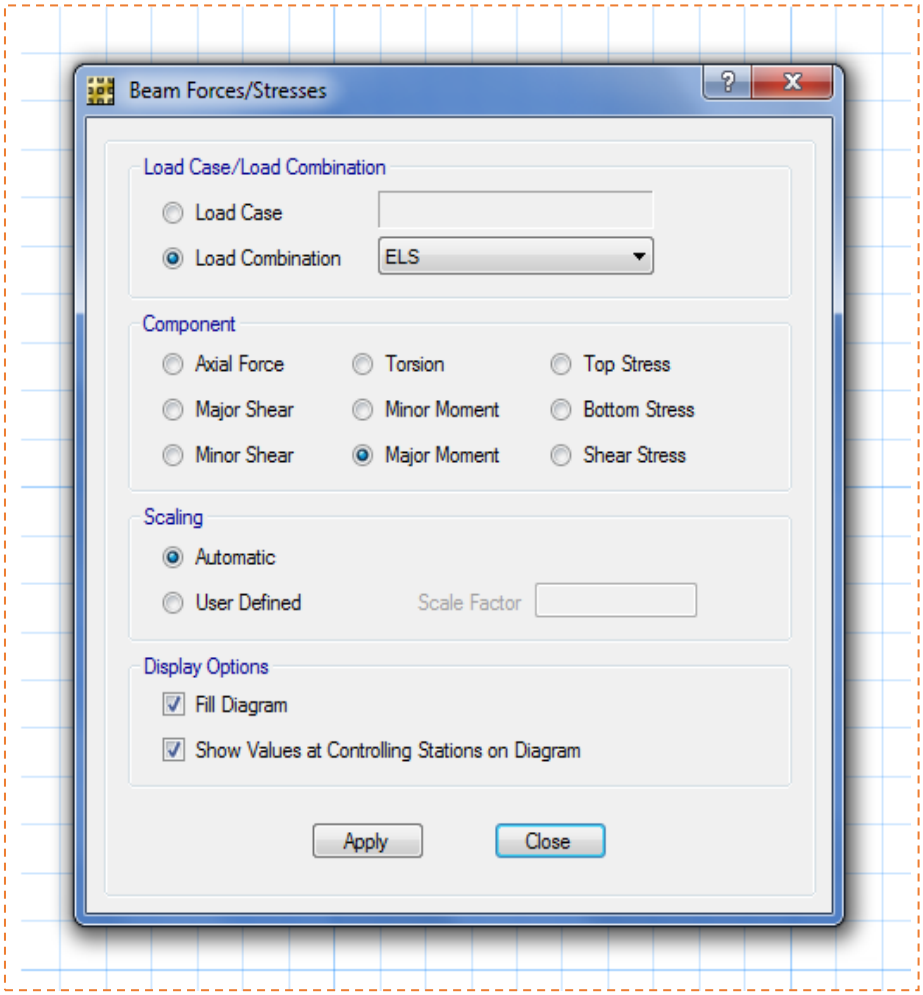
l' = 2h

l' = 2 × 100 = 2 m

B-3) Calcul des efforts internes à l'ELS :

D'après le SAFE, les diagrammes obtenus sont illustrés dans les figures ci – dessous :

→ Résultats des Moments fléchissant :



D'où :

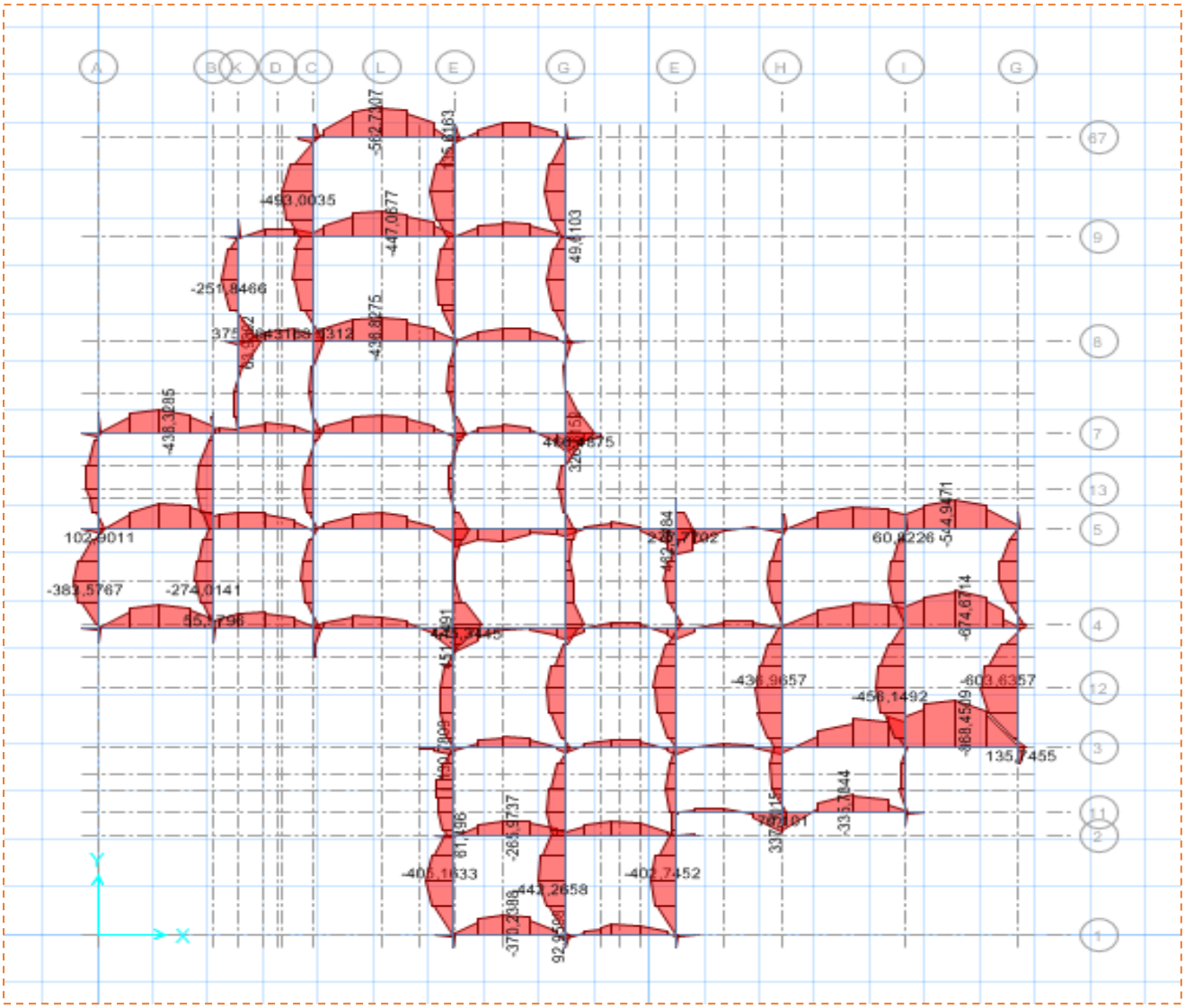
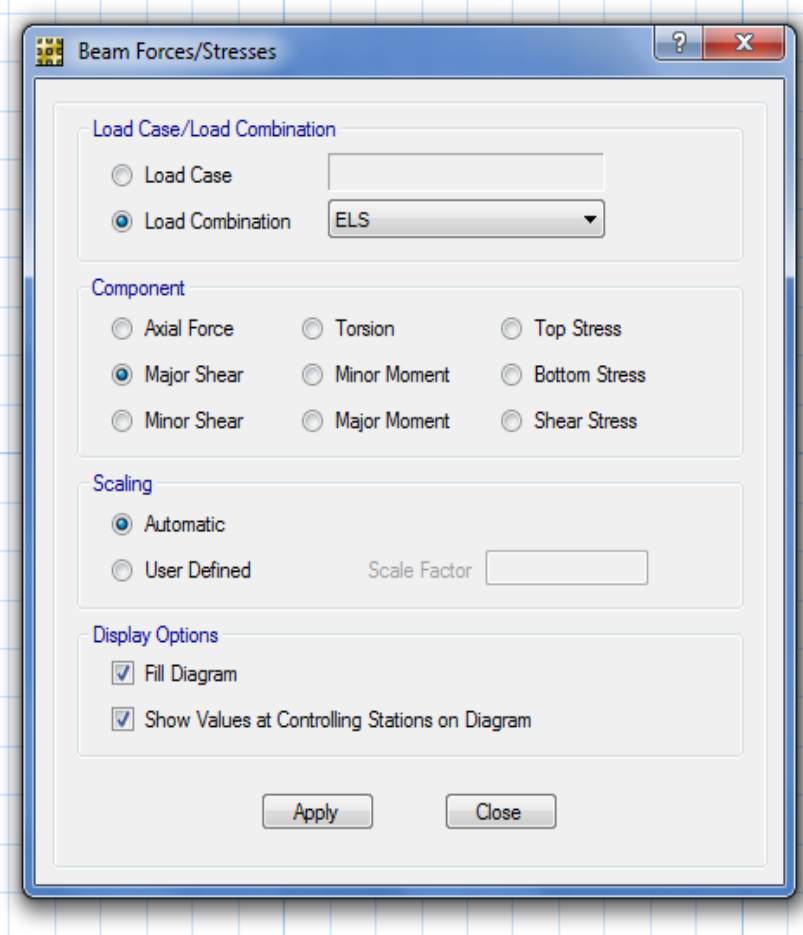


Figure IX.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

→ **Résultats des Efforts Tranchant :**



D'où :

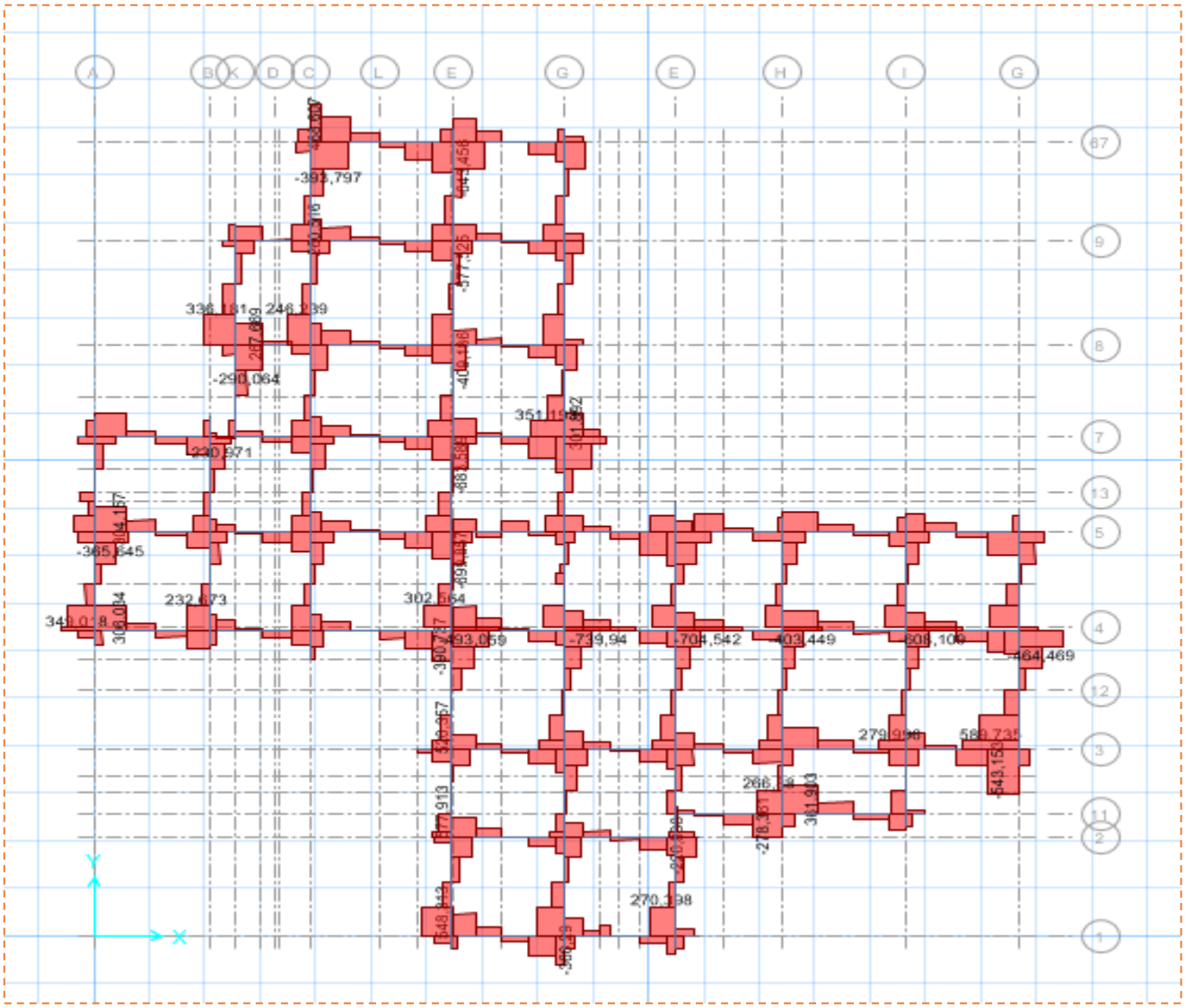


Figure IX.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

À l'ELS :

➢ Sens (X-X) :

M_{max} (aux appuis) = 462,848 KN.m

M_{max} (en travée) = 868,450 KN.m

T_{max} = 699,857 KN

➢ Sens (Y-Y) :

M_{max} (aux appuis) = 466,487 KN.m

M_{max} (en travée) = 603,635 KN.m

T_{max} = 739,94 KN

→ Vérification à l'ELS :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99]** On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa (FP)

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$ avec : M_{ap} = 462,848 KN .m ; A_{ap} = 48,29 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 48{,}29}{50 \times 95} = 1{,}016 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}859 \\ K_1 = 20{,}46 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{462{,}848 \times 10^3}{0{,}859 \times 95 \times 48{,}29} = 117{,}453 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 117{,}453$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa $\longrightarrow$ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{117{,}453}{20{,}46} = 5{,}74$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 5{,}74$ MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa $\longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $\begin{cases} M_s{}^t = 868{,}450 \text{ KN .m} \\ A_{st} = 48{,}29 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 48{,}29}{50 \times 95} = 1{,}016 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}859 \\ K_1 = 20{,}46 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{868{,}450 \times 10^3}{0{,}859 \times 95 \times 48{,}29} = 220{,}37 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 220{,}37$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa ⟶ condition non vérifiée

Remarque :

Puisque la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'armatures :

Soit :

⇒ **A_{st} = 6HA25(file) + 6HA25(chapeau) = 29,45 + 29,45 = 58,9 cm²**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 58{,}9}{50 \times 95} = 1{,}24 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}849 \\ K_1 = 18{,}11 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{868{,}450 \times 10^3}{0{,}849 \times 95 \times 58{,}9} = 182{,}81 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 182{,}81$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{182{,}81}{18{,}11} = 10{,}094 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} = 10{,}094$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée

Remarque :

On adoptera pour le ferraillage suivant :

A_{st} = 6HA25 (file) + 6HA25 (chapeau) = 29,45 + 29,45 = 58,9 cm²

A_{sa} = 6HA20 (file) + 6HA25 (chapeau) = 18,84 + 29,45 = 48,29 cm²

Les armatures de peau : L'article A.5.34 du BAEL90 mod 99]

D'après **[L'article A.8.3** du **BAEL90 mod 99],** les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm donc la quantité d'armatures de peau est nécessaire :

$A_p = 3\ cm^2/ml \times 1m = 3\ cm^2$

Soit : → 2HA14 = 3,08 cm^2

Conclusion 1 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

⇨ Sens X-X :

✓ **Armatures longitudinales :**

- **En travée : 6HA25(file) + 6HA25(chapeau)**
- **Aux appuis : 6HA20(file) + 6HA25(chapeau)**

✓ **Armatures transversales :**

- **En zone nodale : 4HA10 avec ST = 10 cm**
- **En zone courante : 4HA10 avec ST = 20 cm**

✓ **Armatures de peau :**

A_p= 3 cm^2/ml x 1m = 3 cm^2

Soit : → 2HA14 = 3,08 cm^2

Sens Y-Y :

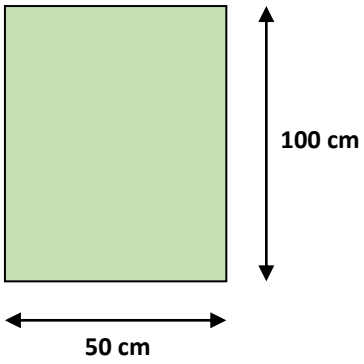
Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à la flexion simple.

b = 50 cm

h = 100 cm

c = 5 cm

d = h – c = 95 cm



- **Les armatures longitudinales :**

➢ **En travée :**

→ **M_t = 822,6 KN. m**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{822{,}6 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14{,}2} = 0{,}128$$

$\mu = 0{,}128 < \mu_\ell = 0{,}392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0{,}128 \longrightarrow \beta = 0{,}931$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{822{,}6 \times 10^3}{0{,}931 \times 95 \times 348} = 26{,}726 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{st} = 6HA14(file) + 6HA20(chapeau) = 9,23 + 18,84 = 28,07 cm²**

➢ **Aux appuis :**

→ **M_a = 637,903 KN. m**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{637{,}903 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14{,}2} = 0{,}1$$

$\mu = 0,1 < \mu_\ell = 0,392$ → La section est **simplement armée (S.S.A)**

$$\mu = 0,1 \longrightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{637,903 \times 10^3}{0,947 \times 95 \times 348} = 20,375 \text{ cm}^2$$

Soit : ⇒ **A_{sa} = 6HA14(file) + 6HA16(chapeau) = 9,23 + 12,06 = 21,29 cm²**

- **Les armatures transversales : [L'article A.7.2.2 du BAEL 90 mod 99]** :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

- ϕ_l^{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales ;
- h : hauteur de la poutre ;
- b : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{1000}{35} ; \phi_l^{max} ; \frac{500}{10}\right\} = \min\{28,57 ; 25 ; 50\} = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

D'après **[L'article A.8.1.3 du BAEL90 mod 99]** :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{l\,max} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

→ On choisit **un cadre ϕ10** avec **A_t = 4HA10 = 3,14 cm²**

→ **Espacement des cadres :**

D'après **[L'article 7.5.2.2 du RPA99/Version2003]** l'espacement est donné selon les deux zones :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

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

$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,4\right) = \min(25 ; 16,8) = 16,8$ cm

Soit : $S_t = 10$ cm

➢ **En zone courante (en travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20$ cm

→ Vérification à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

1) Vérification de la condition de non fragilité : [L'article A.4.2.1 du BAEL 90 mod 99]

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,735 \text{ cm}^2$$

➢ **En travée :**

On a : $A_{adopté} = 28,07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,735 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

On a : $A_{adopté} = 21,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,735 \text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

2) Vérification de la contrainte tangentielle : [L'article A.5.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d}$; V_u^{max} = 1010,047 KN

$\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable) **[L'article A.5.1.2.1.1 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]**

$$\tau_u = \frac{1010,047 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,126 \text{ MPa}$$

On a :

$\Rightarrow$ τ_u = 2,126 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa ⟶ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

3-a) Influence sur le béton : [L'article A.5.1.3.1.3 du BAEL 90 mod 99 et CBA 93]

→ On doit vérifier que :

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

On a : V_u^{max} = 1010,047 KN

$\frac{2 \times 1010,047 \times 10^3}{500 \times 0,9 \times 950}$ = 4,725 Mpa

0,8 x $\frac{25}{1,5}$ = 13,33 Mpa

4, 725 MPa ≤ 13,33 MPa

⟶ Condition vérifiée

3-b) Influence sur l'acier : [L'article A.5.1.5 du BAEL 91 révisé 99]

→ On doit vérifier que :

$$A_{s\ adopté} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0,9\ d}\right)$$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(1010{,}047 + \frac{420{,}0287}{0{,}9 \times 0{,}950}\right) \times 10 = 43{,}162\ cm^2$

→ $\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(610{,}81 + \frac{637{,}903}{0{,}9 \times 0{,}950}\right) \times 10 = 39{,}010\ cm^2$

$\left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 43{,}162\ cm^2$

On a : $A_{sa\ adopté} = 21{,}29\ cm^2 > \left[\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_a}{0{,}9\,d}\right)\right]^{max} = 43{,}162\ cm^2$ ⟶ Condition non vérifiée

⟹ On constate que la condition n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter notre section d'armatures au niveau des appuis.

Soit :

⇒ **A_{sa} = 6HA20(file) + 6HA25(chapeau) = 18,84 + 29,45 = 48,29 cm²**

Remarque : on a : $S_t = 10\ cm \leq \min\left(\frac{100}{4}\ ;\ 12 \times 2\right) = \min(25\ ;\ 24) = 24\ cm$

4) Vérification des contraintes l'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinales, il faut vérifier la condition suivante : **[L'article A.6.1.3 du BAEL 90 mod 99].**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \overline{\tau_{seu}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.
- $\overline{\tau_{seu}}$: contrainte d'adhérence ultime.
- A_{si} : un paquet des barres.
- A_s : la section totale des armatures tendues.
- ψ_s : coefficient de scellement. ($\psi_s = 1{,}5$).
- $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres. ($\sum U_i = n.\pi.\phi$)

➢ **En travée :**

On a : 6HA14 + 6HA20

D'où :

$\sum U_i = 6 \times 3{,}14 \times 14 = 263{,}76$ mm

$\tau_{se} = \dfrac{1010{,}047 \times 10^3}{0{,}9 \times 950 \times 263{,}76} \times \dfrac{4{,}68}{28{,}07} = 0{,}746$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}746$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

On a : 6HA20 + 6HA25

D'où :

$\sum U_i = 6 \times 3{,}14 \times 20 = 276{,}8$ mm

$\tau_{se} = \dfrac{1010{,}047 \times 10^3}{0{,}9 \times 950 \times 276{,}8} \times \dfrac{8{,}05}{48{,}29} = 0{,}711$ Mpa

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}711$ MPa $\leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa

⟶ Condition vérifiée

⟹ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

5) Ancrage des barres : [L'article A.6.1.221 du BAEL 90 mod 99].

➔ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec :

$\tau_S = 0{,}6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

⟹ $\tau_S = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa

D'où :

➢ **En travée :**

→ Pour Ø20 :

$L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2,84} = 704,225$ mm

On prend : → L_s **= 75 cm**

→ Pour Ø14 :

$L_s = \frac{14}{4} \times \frac{400}{2,84} = 492,957$ mm

On prend : → L_s **= 50 cm**

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø20 :

$L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2,84} = 704,225$ mm

On prend : → L_s **= 75 cm**

→ Pour Ø25 :

$L_s = \frac{25}{4} \times \frac{400}{2,84} = 880,28$ mm

On prend : → L_s **= 90 cm**

→ D'après **[L'article A.6.1.2.1.5.3** du **CBA93]** ; on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors - crochet est au moins égale à : **0,4** L_s pour les aciers **HA**.

➢ **En travée :**

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

→ Pour Ø14 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20$ cm

➢ **Aux appuis :**

→ Pour Ø20 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 75 = 30$ cm

→ Pour Ø25 : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 90 = 36$ cm

6) Pourcentage minimum des armatures longitudinales :

D'après **[L'article 7.5.2** du **RPA99/Version2003]** :

$$\sum As_{adopté} \geq 0,005 \times b \times h$$

➢ **En travée :**

$\sum As_{adopté} = (6HA14 + 6HA20) = 9,23 + 18,84 = 28,07 \ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 28,07 \ cm^2 \geq 0,005 \times 50 \times 100 = 25 \ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

➢ **Aux appuis :**

$\sum As_{adopté} = (6HA20 + 6HA25) = 18,84 + 29,45 = 48,29 \ cm^2$

$\sum As_{adopté} = 48,29 \ cm^2 \geq 0,005 \times 50 \times 100 = 25 \ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Les armatures transversales :**

1) Vérification de la quantité des armatures transversales :

D'après **[L'article 7.5.2.2** du **RPA99/Version2003]** :

La quantité d'armature transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq A_{t\,min} = 0,003 \times S_t \times b$$

D'où :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$A_{t\,min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \ cm^2$

On a :

$A_t = 3{,}14\ cm^2 > A_{t\ min} = 1{,}5\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$A_{t\ min} = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3\ cm^2$

On a :

$A_t = 3{,}14\ cm^2 > A_{t\ min} = 3\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

2) Pourcentage minimum des armatures transversales :

D'après **[L'article A.5.1.2.2 du CBA93] :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4\ MPa$$

D'où :

➢ **En zone nodale (aux appuis) :**

$\frac{3{,}14 \times 400}{50 \times 10} = 2{,}512\ MPa \geq 0{,}4\ MPa \longrightarrow$ condition vérifiée

➢ **En zone courante (en travée) :**

$\frac{3{,}14 \times 400}{50 \times 20} = 1{,}256\ MPa \geq 0{,}4\ MPa \longrightarrow$ condition vérifiée

→ **Délimitation de la zone nodale : [L'article 7.4.2.1 du RPA99/Version2003]** :

l' = 2h

l' = 2 × 100 = 2 m

→ Vérification à l'ELS :

1) État limite de traction de l'acier : [L'article A.4.5.3 du BAEL 90 mod 99]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

→ D'après **[L'article A.4.5.2** du **BAEL 90 mod 99]** On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➢ **Aux appuis :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa (FP)

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} M_{ap} = 466{,}487 \text{ KN .m} \\ A_{ap} = 48{,}29 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 48{,}29}{50 \times 95} = 1{,}016 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}859 \\ K_1 = 20{,}46 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{466{,}487 \times 10^3}{0{,}859 \times 95 \times 48{,}29} = 118{,}376 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 118{,}376$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa ⟶ condition vérifiée.

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{118,376}{20,46} = 5,785$ MPa

On a : $\sigma_{bc} = 5,785$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ⟶ condition vérifiée.

➢ **En travée :**

→ **Contrainte sur l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_{St}}$$ avec : $M_s^t = 603,635$ KN .m ; $A_{st} = 28,07$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 28,07}{50 \times 95} = 0,591 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ K_1 = 28,86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{603,635 \times 10^3}{0,886 \times 95 \times 28,07} = 255,490 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{st} = 255,490$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201$ MPa ⟶ condition non vérifiée

Remarque :

Puisque la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter notre section d'armatures :

Soit :

⇒ **A_{st} = 6HA20(file) + 6HA20(chapeau) = 18,84 + 18,84 = 37,68 cm²**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 37,68}{50 \times 95} = 0,793 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,872 \\ K_1 = 24,06 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{603,635 \times 10^3}{0,872 \times 95 \times 37,68} = 193,385 \text{ MPa}$$

On a : σ_{st} = 193,385 MPa $<$ $\overline{\sigma_{st}}$ = 201 MPa ⟶ condition vérifiée

→ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

Avec :

$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193,385}{24,06}$ = 8,037 MPa

On a : σ_{bc} = 8,037 MPa $<$ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ condition vérifiée

Remarque :

On adoptera pour le ferraillage suivant :

A_{st} = 6HA20 (file) + 6HA20 (chapeau) = 18,84 + 18,84 = 37,68 cm²

A_{sa} = 6HA20 (file) + 6HA25 (chapeau) = 18,84 + 29,45 = 48,29 cm²

- **Les armatures de peau : L'article A.5.34 du BAEL90 mod 99]**

D'après **[L'article A.8.3 du BAEL90 mod 99],** les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm donc la quantité d'armatures de peau est nécessaire :

Donc :

A_p= 3 cm^2/ml x 1m = 3 cm^2

Soit : → 2HA14 = 3,08 cm^2

Conclusion 2 :

Le ferraillage adopté à l'ELU est le suivant :

⇨ Sens Y-Y :

✓ **Armatures longitudinales :**

- **En travée :** **6HA20(file) + 6HA20(chapeau)**
- **Aux appuis :** **6HA20(file) + 6HA25(chapeau)**

✓ **Armatures transversales :**

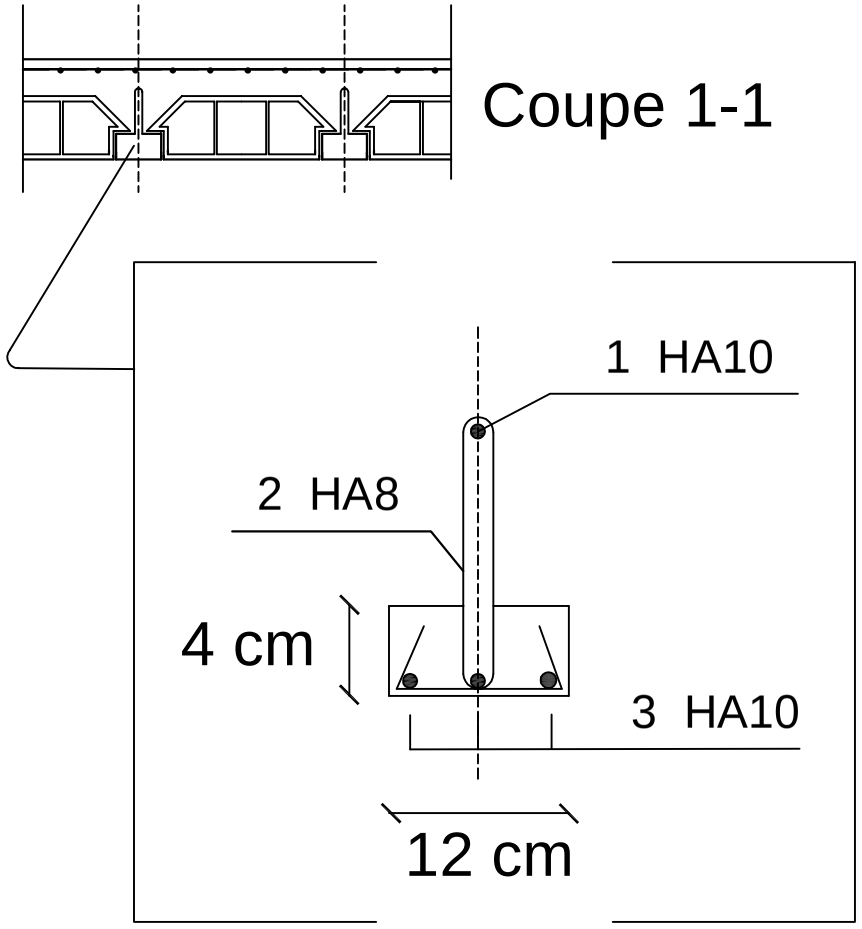
- **En zone nodale :** **4HA10 avec ST = 10 cm**
- **En zone courante :** **4HA10 avec ST = 20 cm**

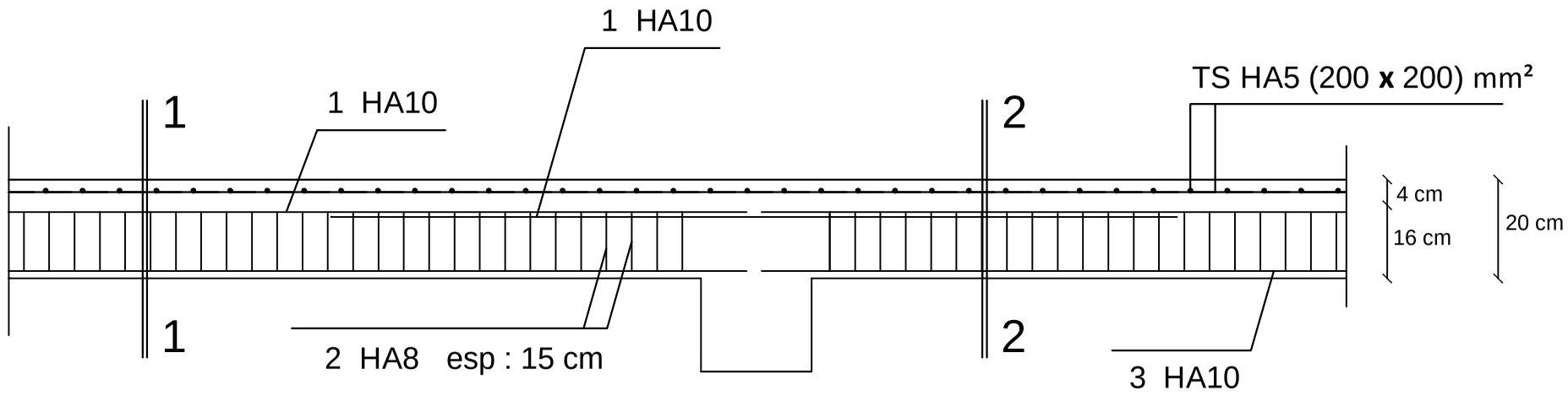
✓ **Armatures de peau :**

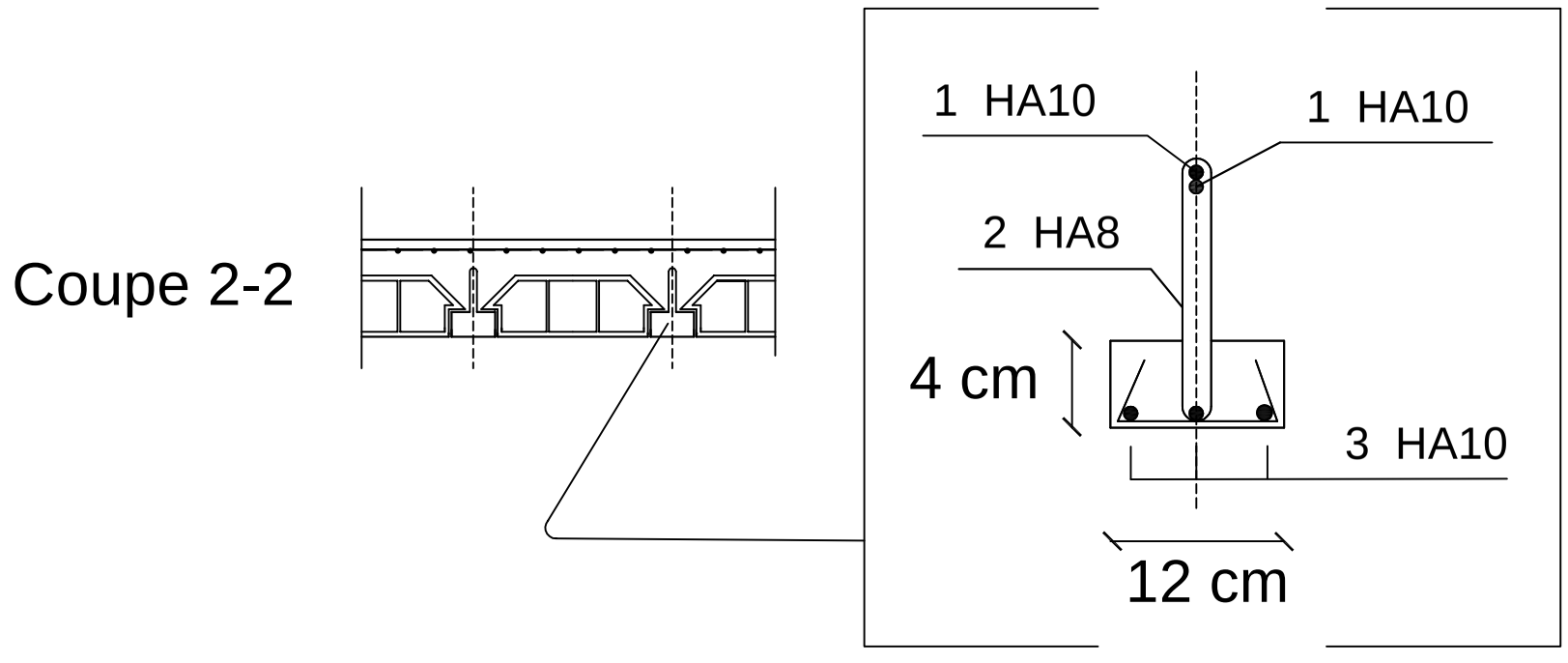
A_p= 3 cm^2/ml x 1m = 3 cm^2

Soit : → 2HA14 = 3,08 cm^2

Ferraillage de la poutrelle







Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

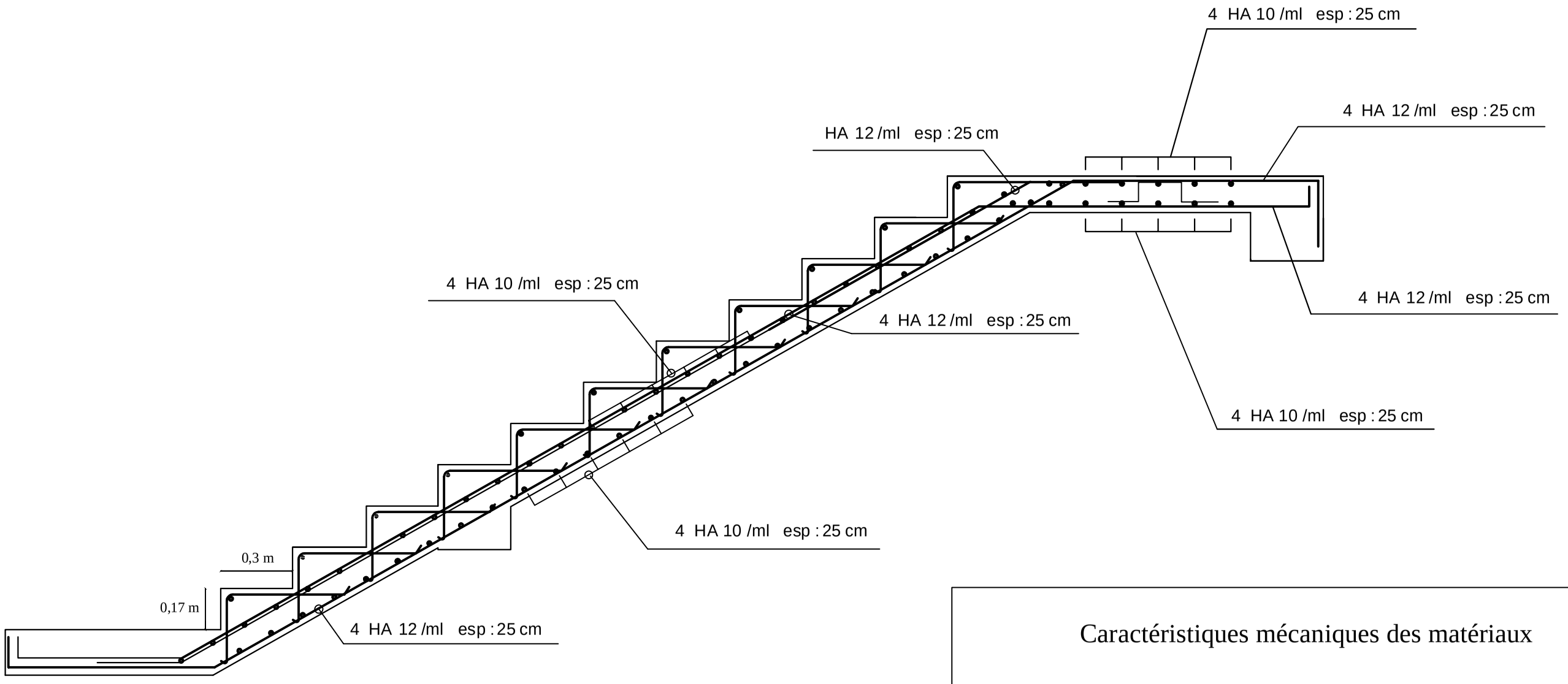
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

Ferraillage des escaliers



Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Volée 1

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

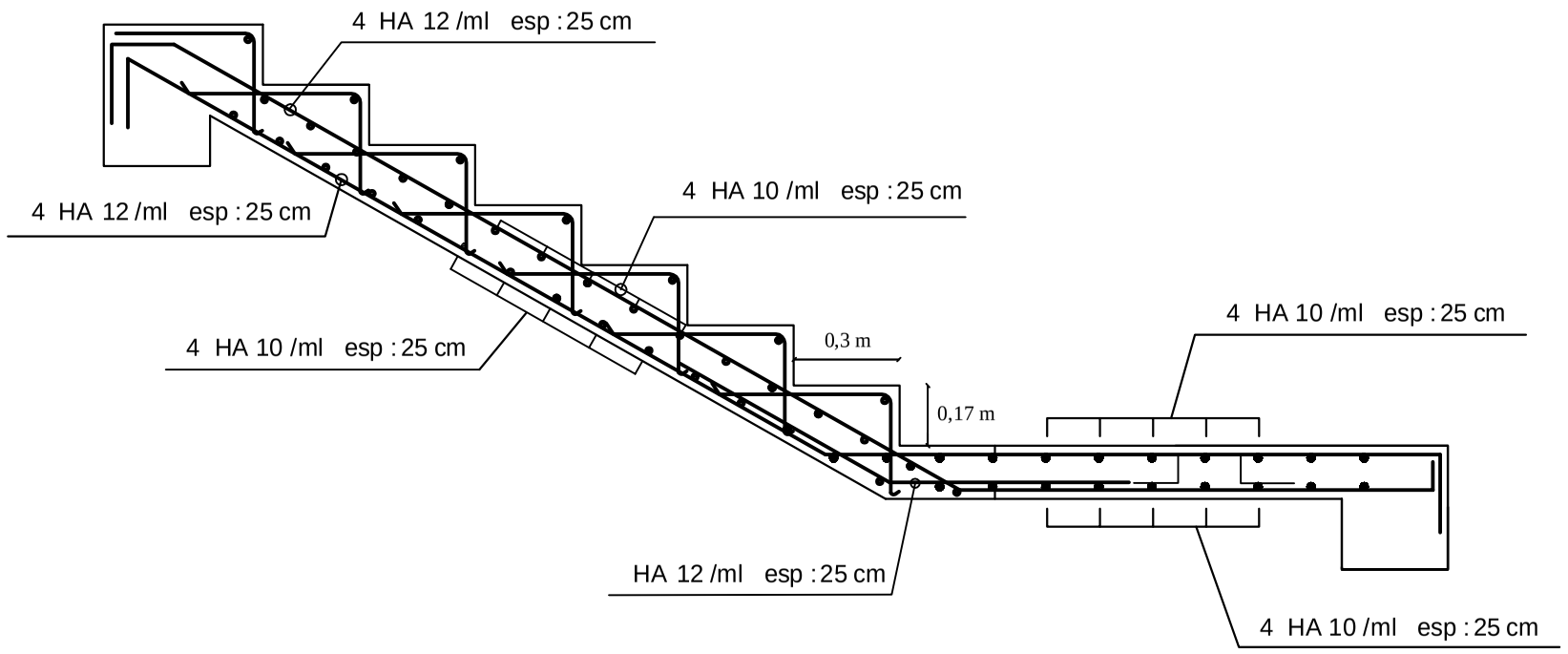
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

Ferraillage des escaliers



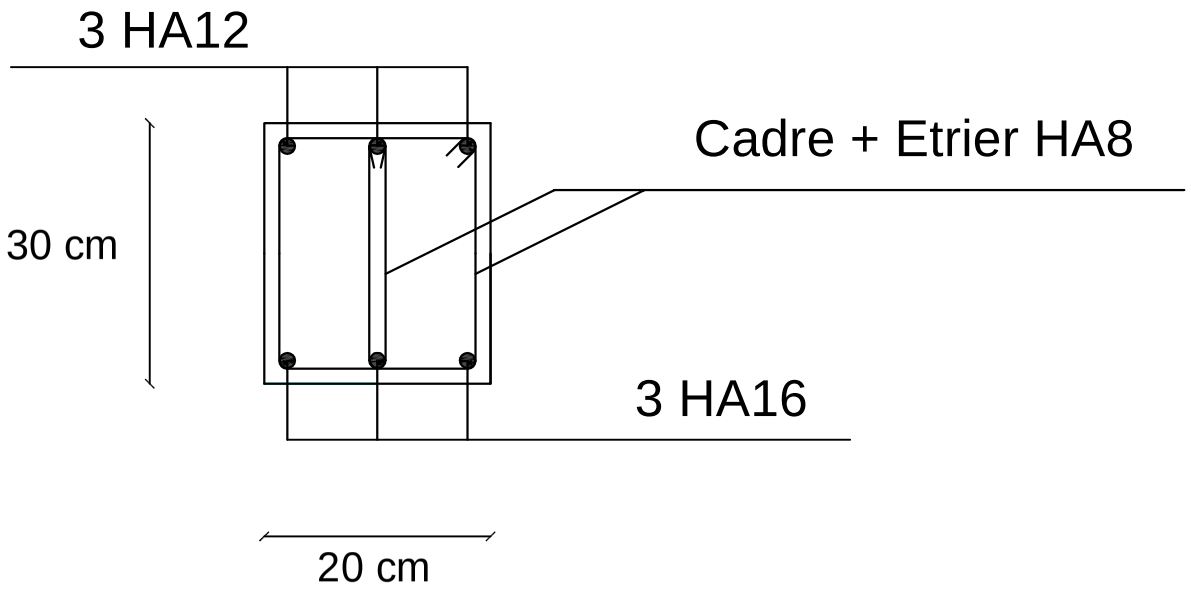
Volée 2

Caractéristiques mécaniques des matériaux

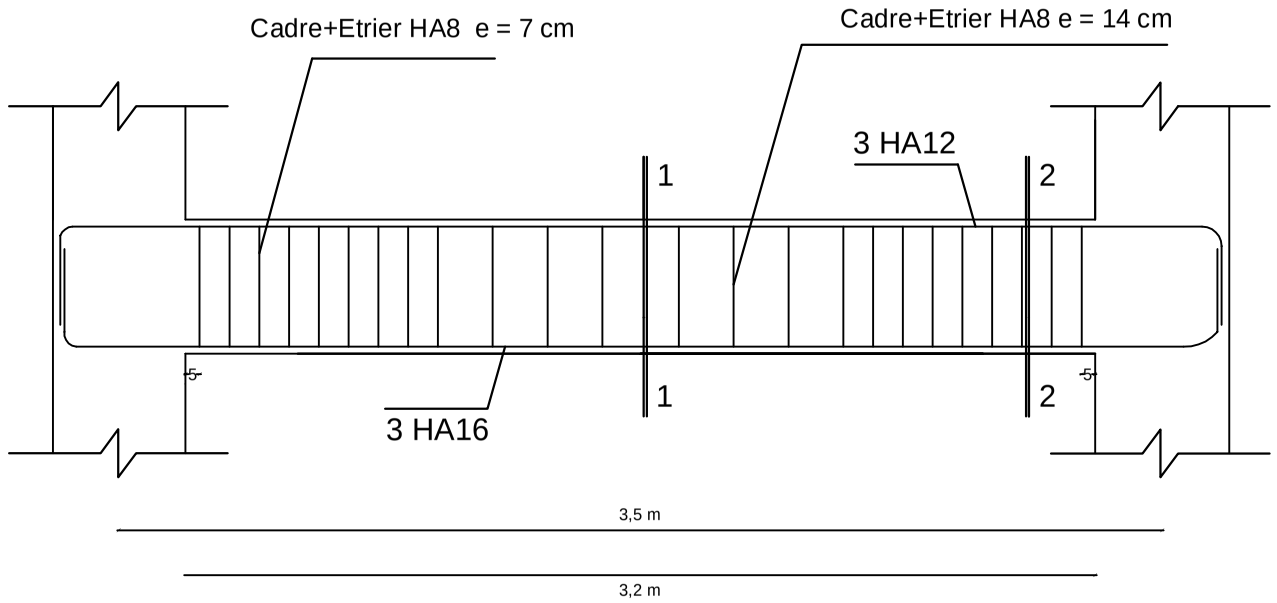
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

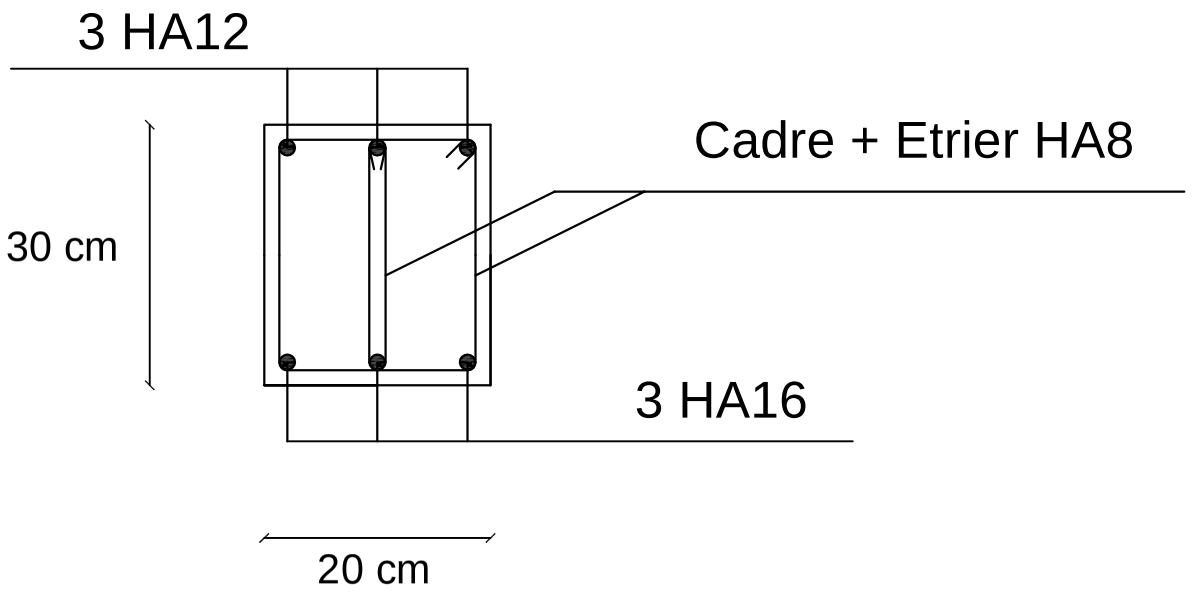
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage de la poutre palière (pour la 2ème Volée)



Coupe : 1-1





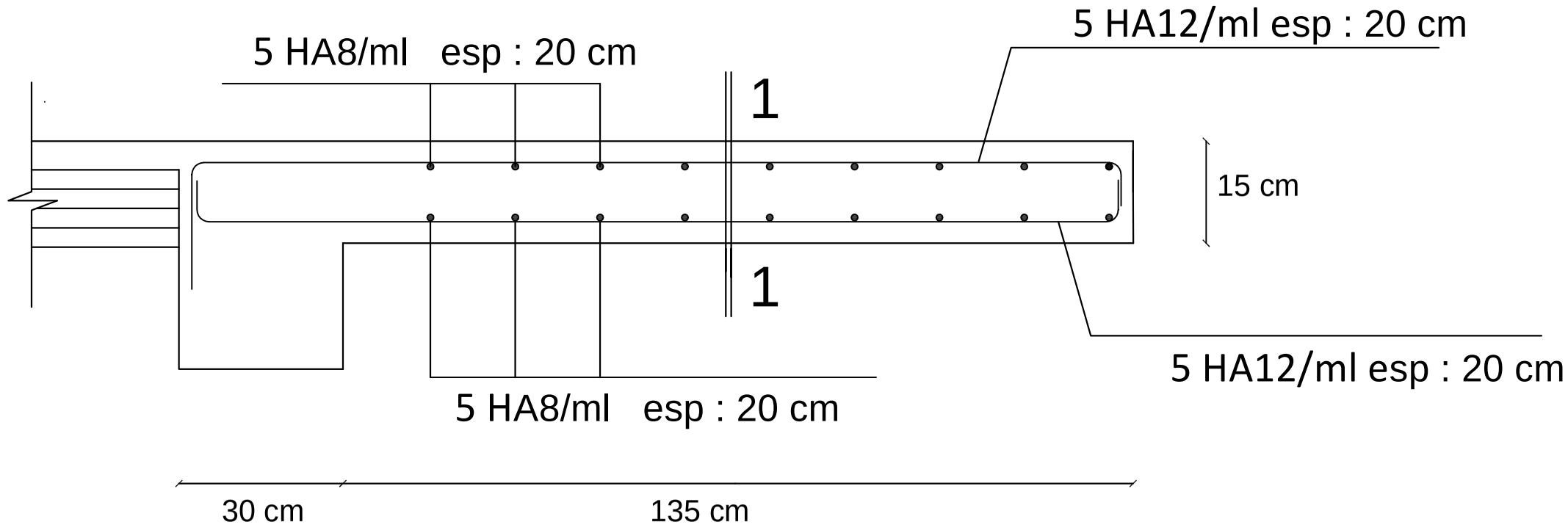
Coupe : 2-2

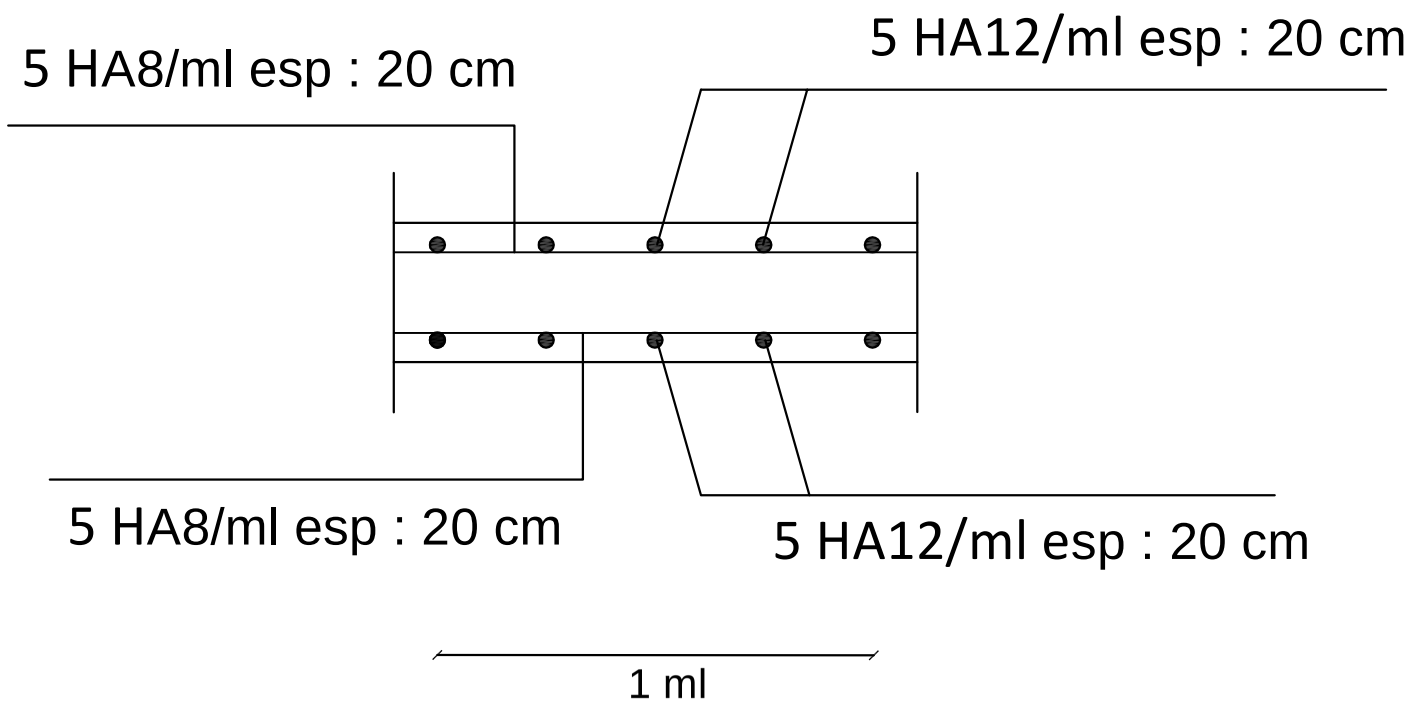
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage des balcons rectangulaires





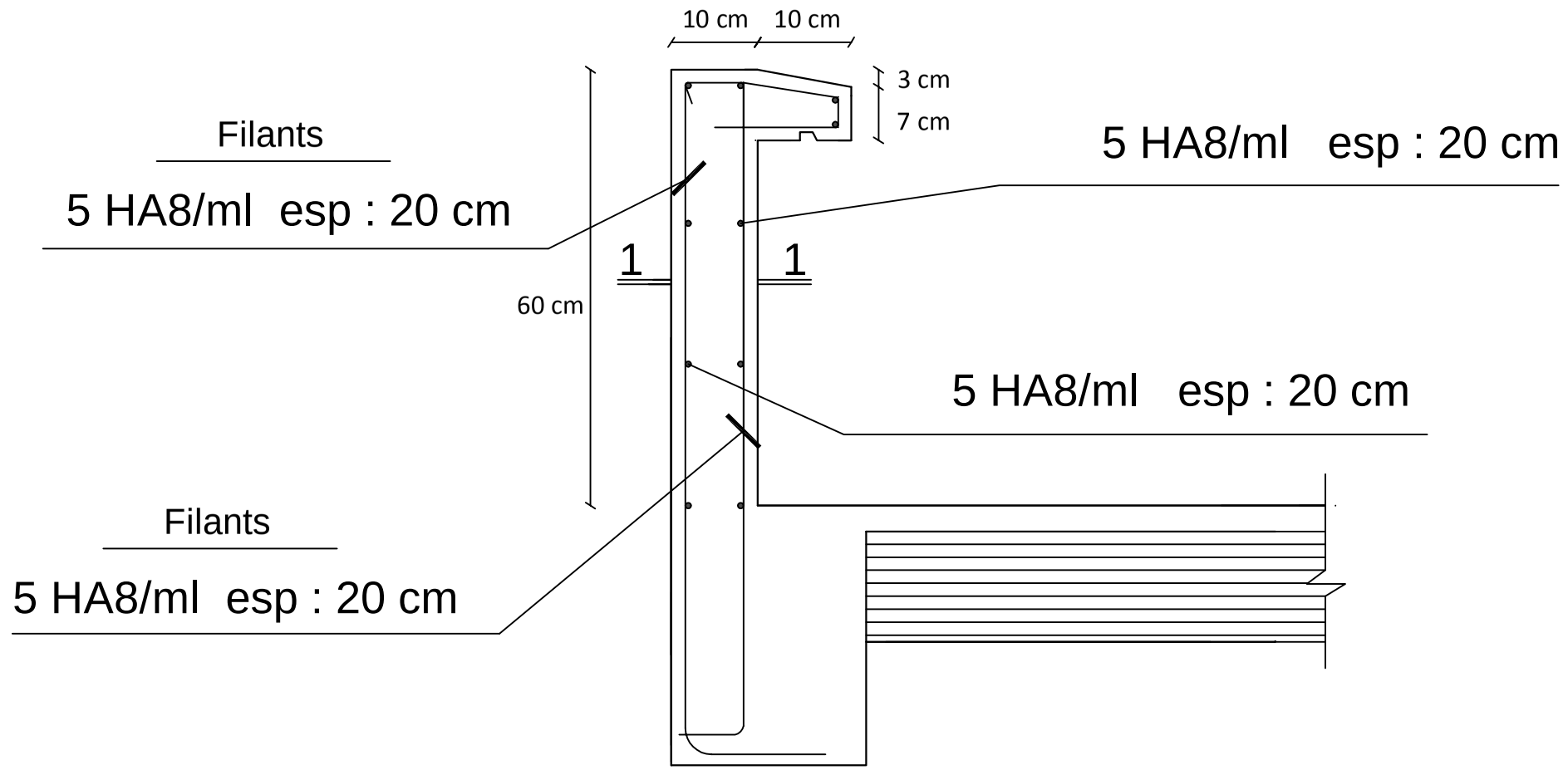
Coupe 1-1

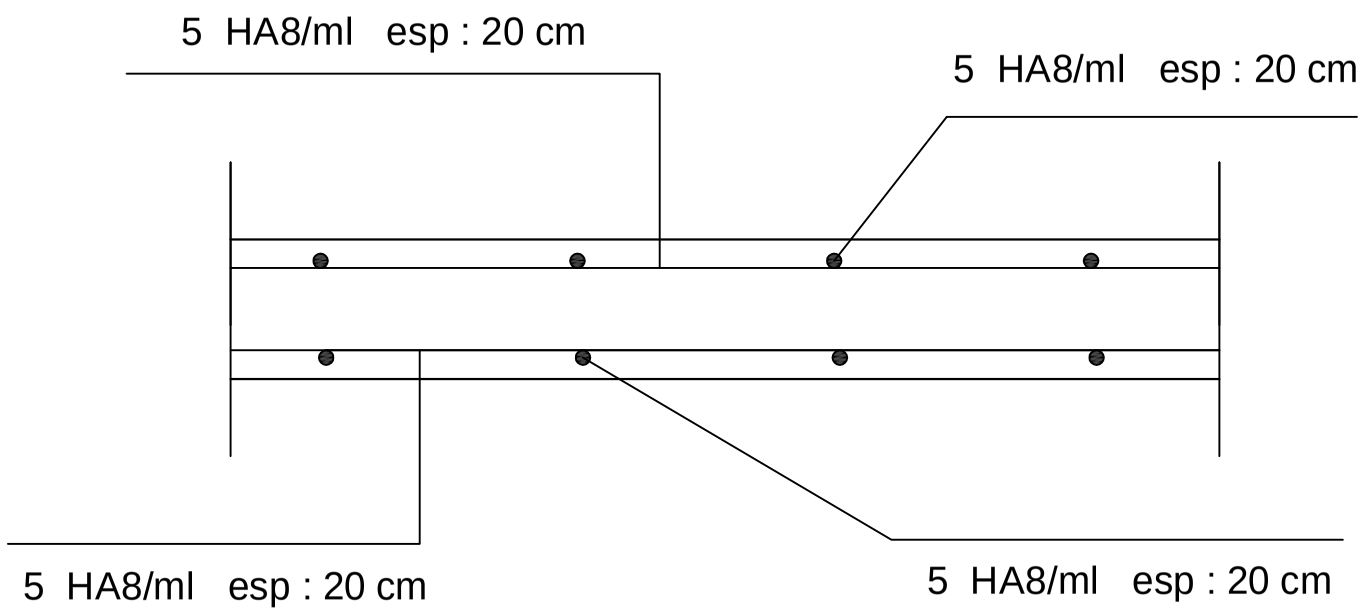
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage de l'acrotère





Coupe 1-1

Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

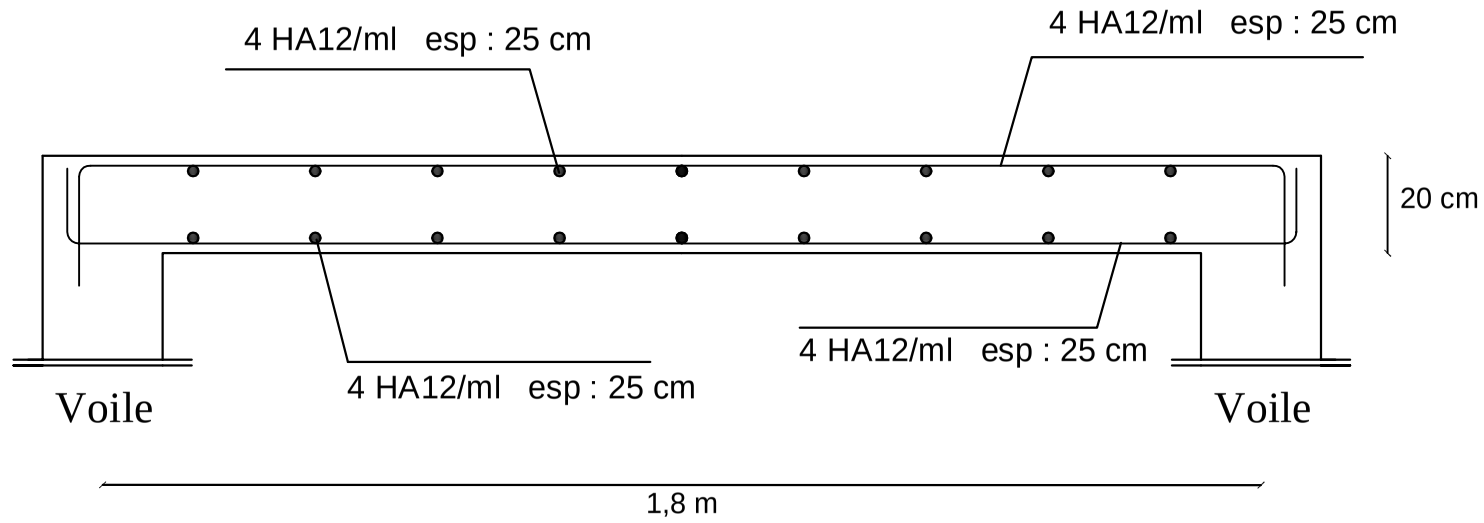
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

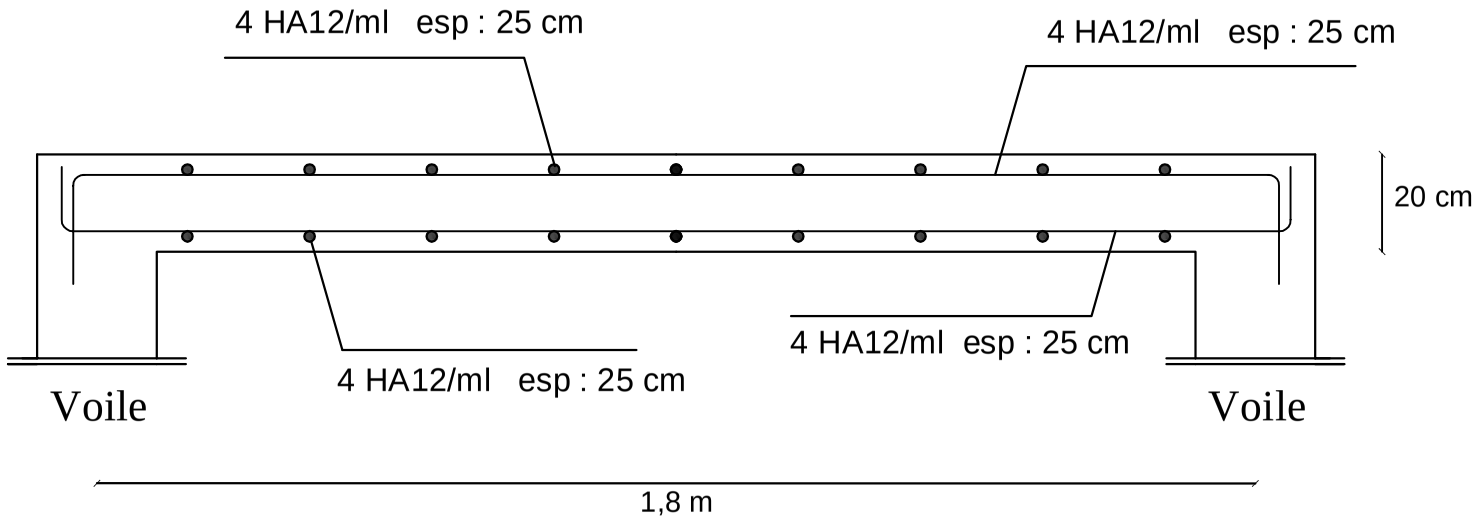
Date : Janvier 2022

Ferraillage de la dalle salle machine

Sens X-X



Sens Y-Y

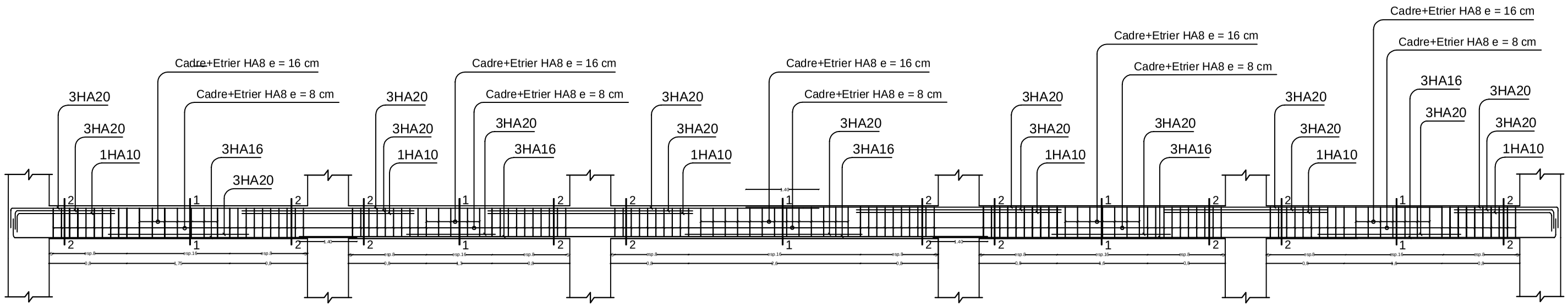


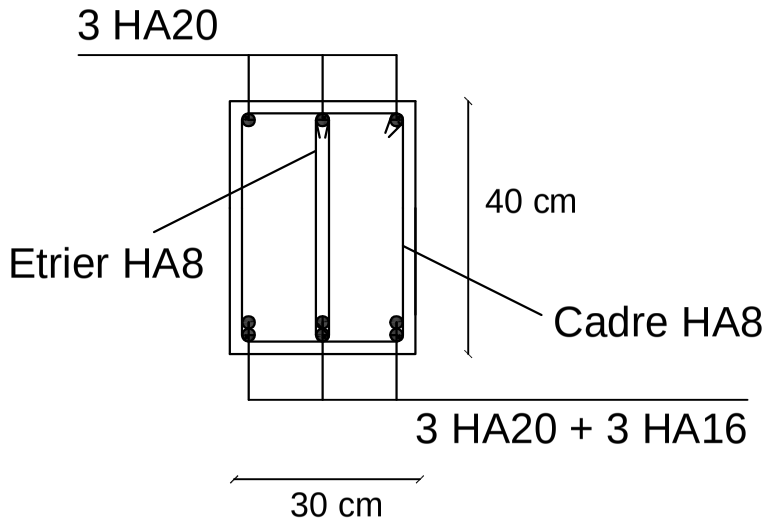
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

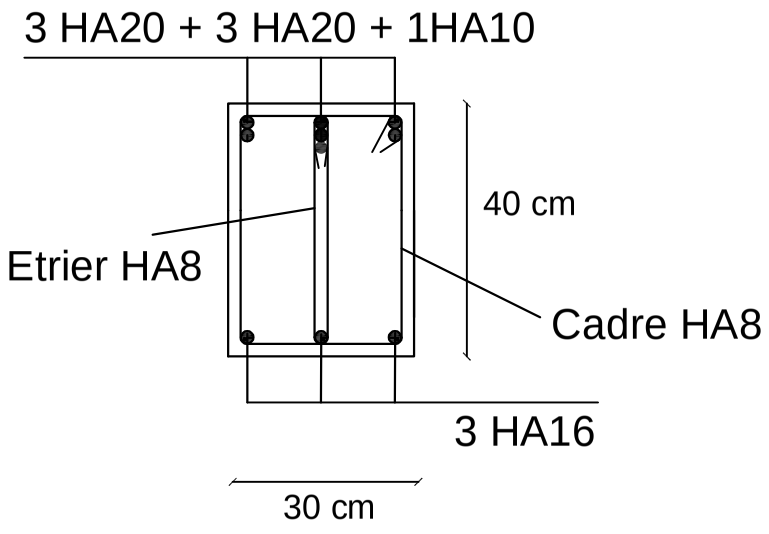
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage des poutres principales





Coupe : 1-1



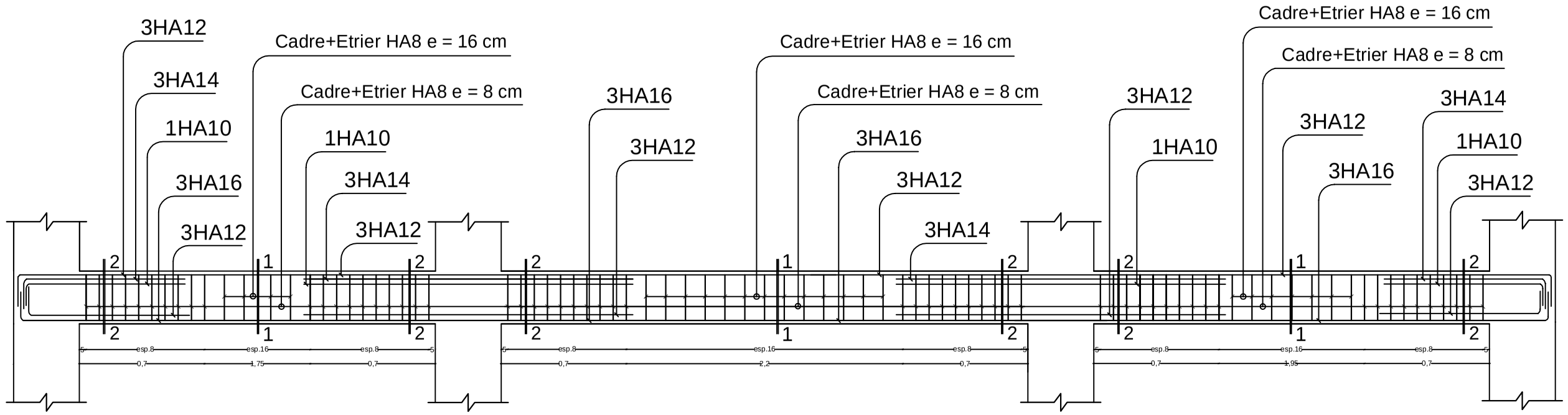
Coupe : 2-2

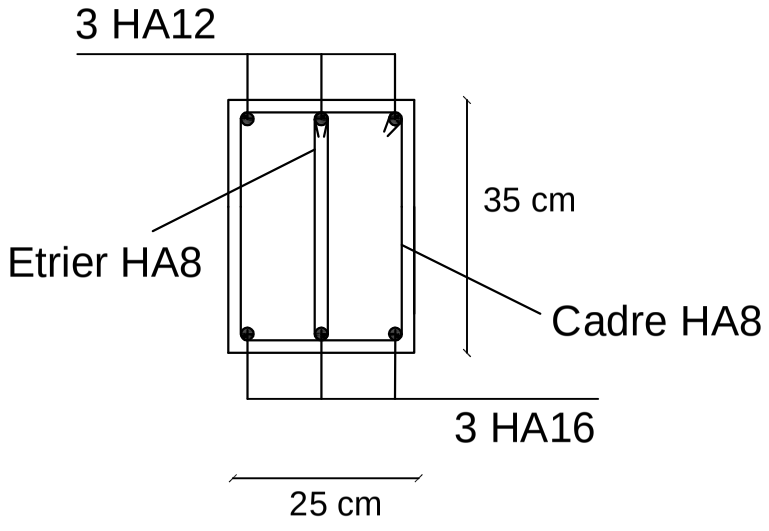
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

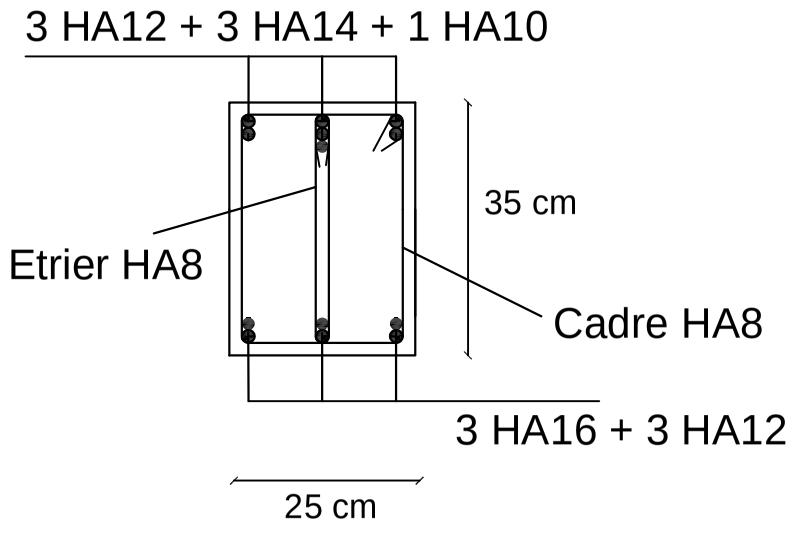
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage des poutres secondaires





Coupe : 1-1



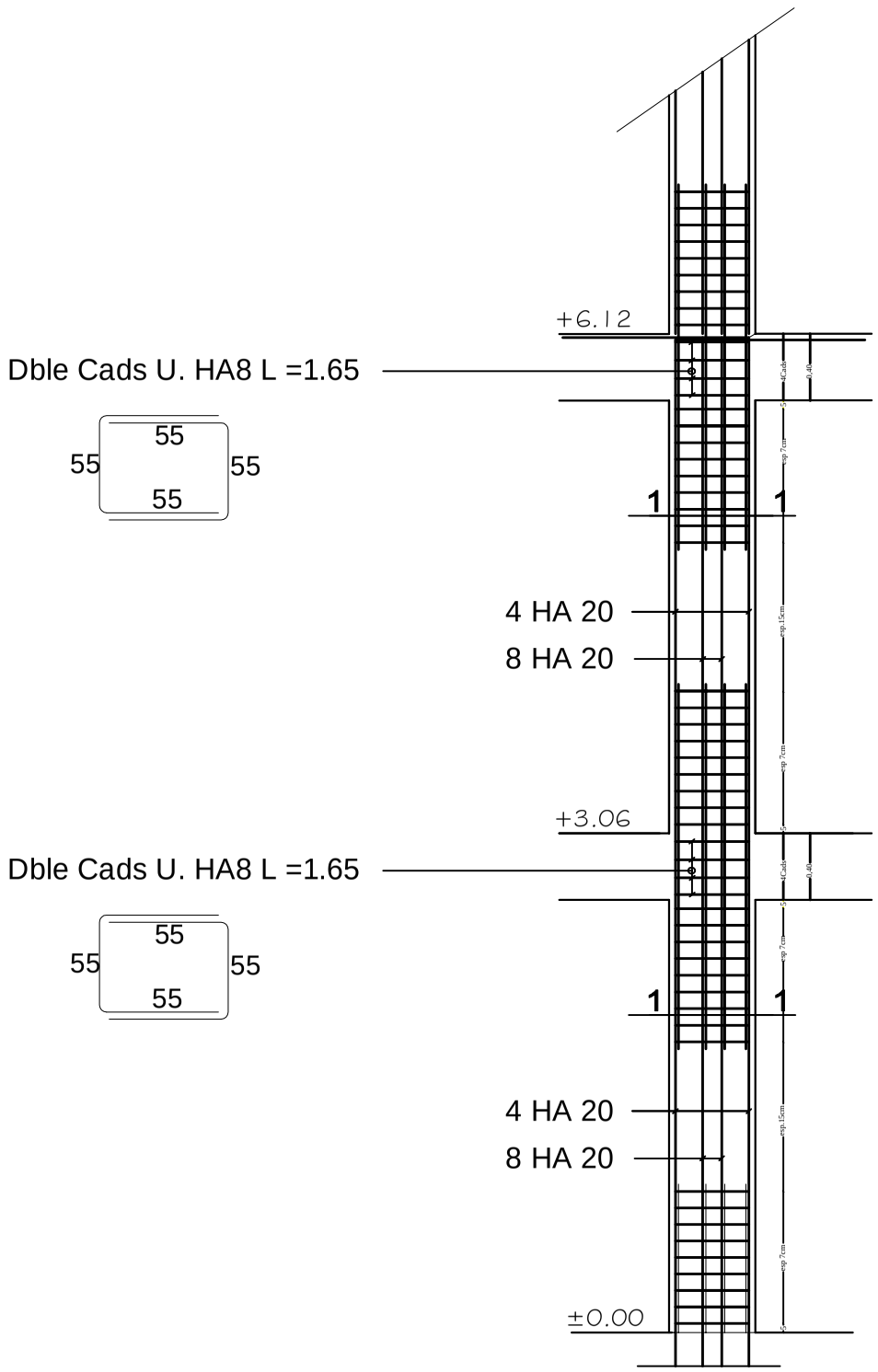
Coupe : 2-2

Caractéristiques mécaniques des matériaux

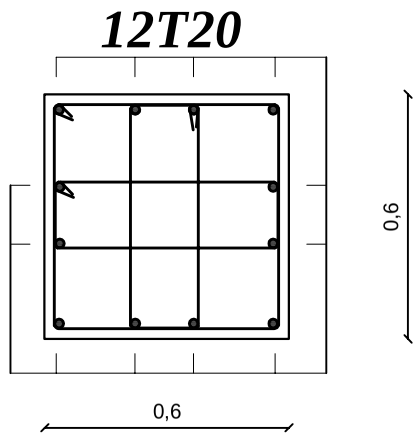
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

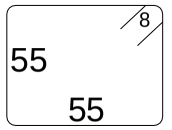
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

Ferraillage des poteaux RDC à ET1

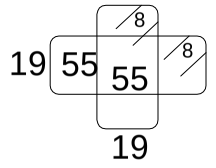


Coupe 1-1





Cads. HA10 Lg=2.40



Dbles Cads. HA10 Lg=1.48

Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

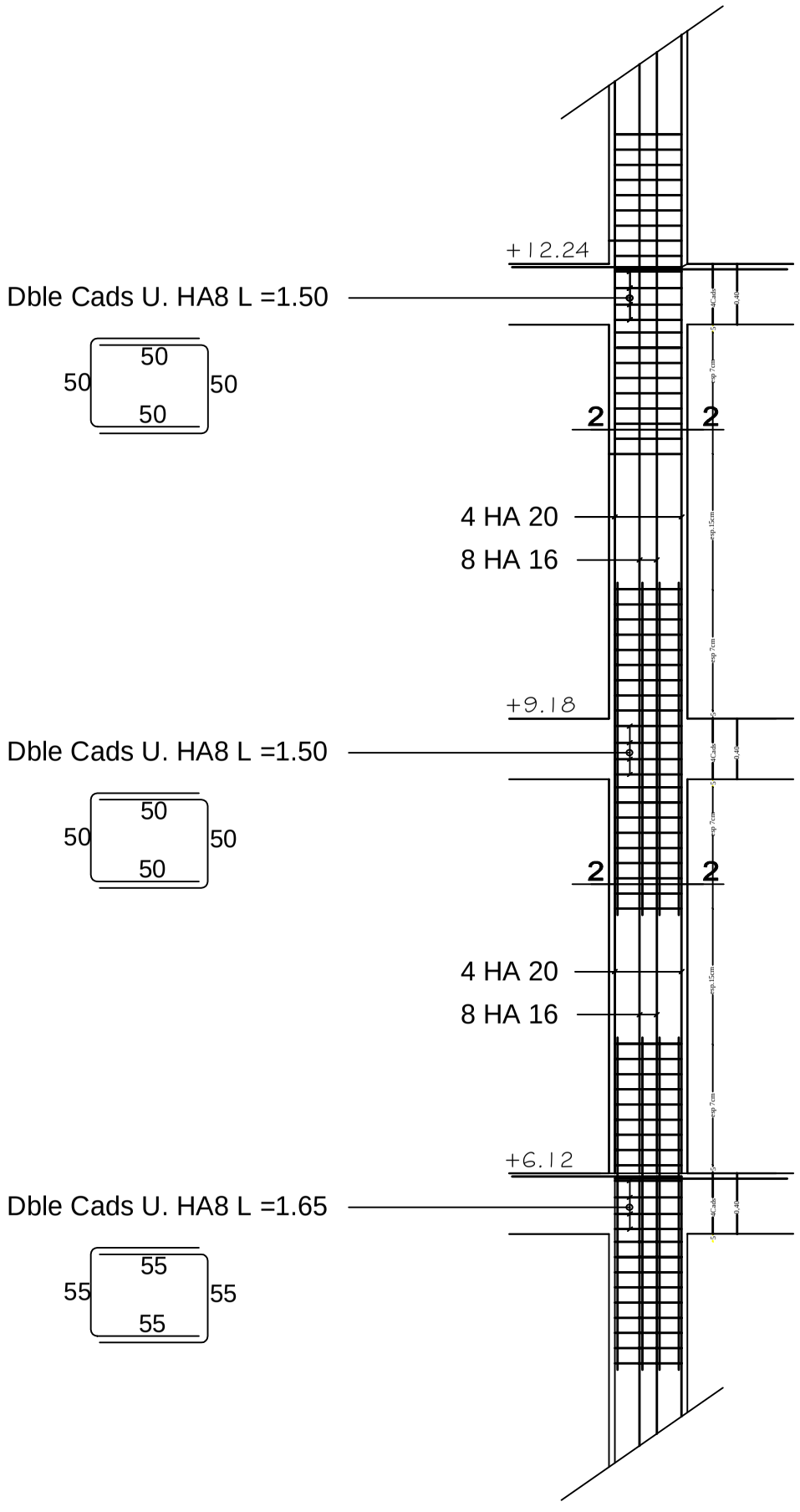
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

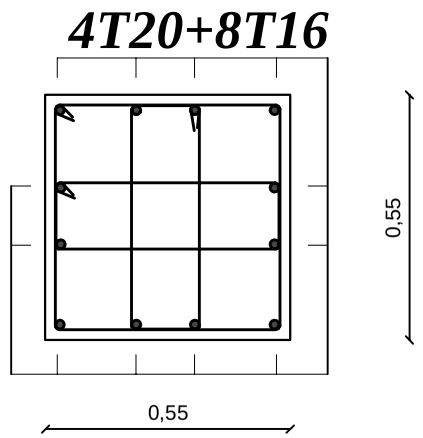
Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

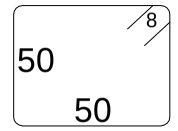
Date : Janvier 2022

Ferraillage des poteaux ET2 à ET3

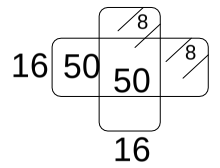


Coupe 2-2





Cads. HA10 Lg=2.20



Dbles Cads. HA10 Lg=1.52

Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

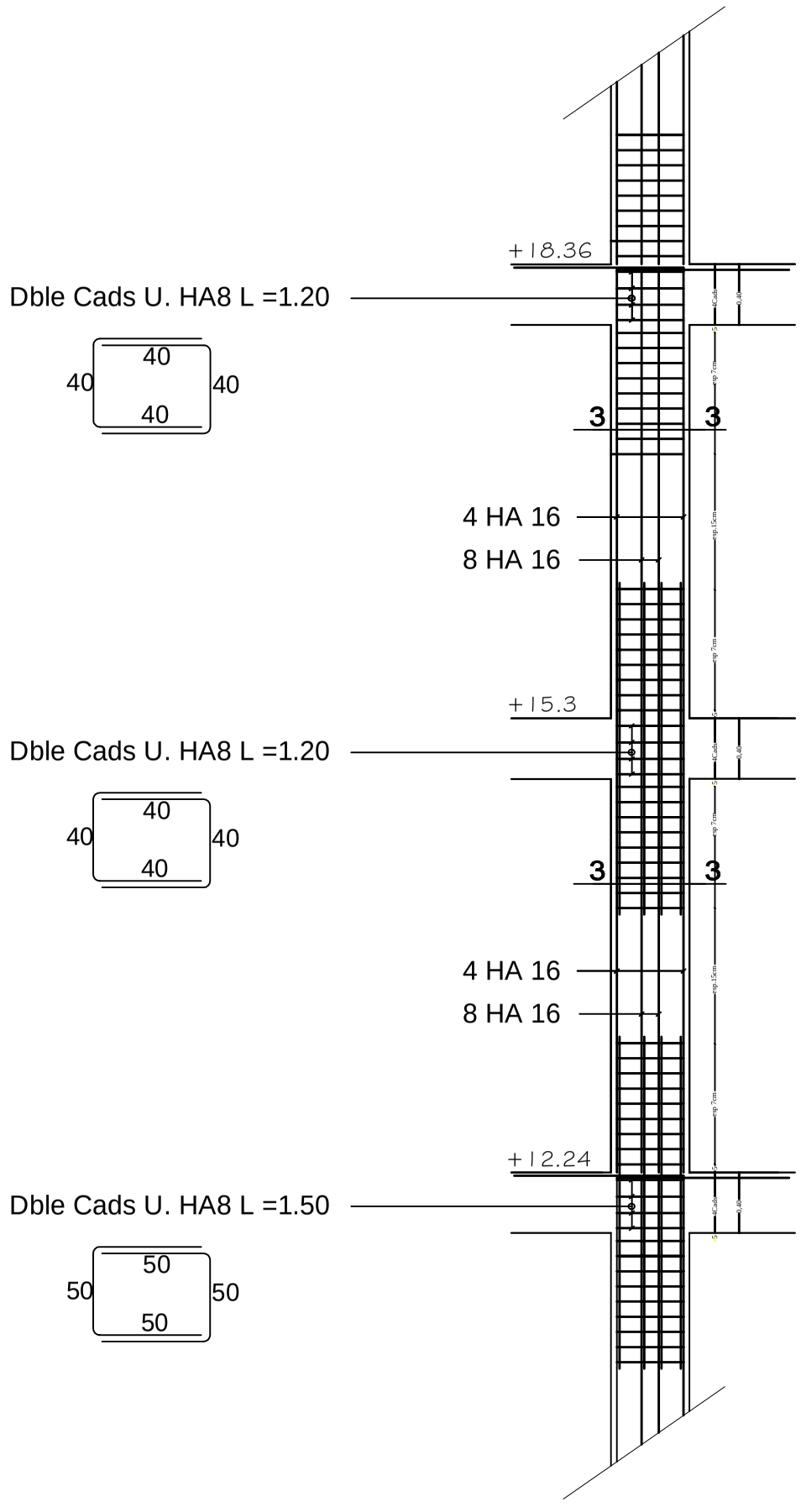
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

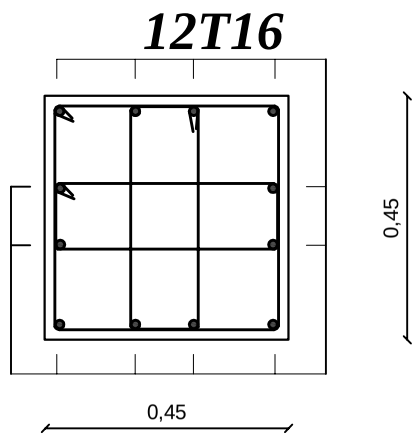
Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

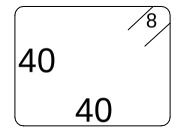
Date : Janvier 2022

Ferraillage des poteaux ET4 à ET5

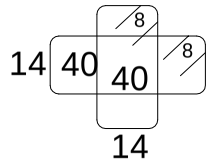


Coupe 3-3





Cads. HA10 Lg=1.80



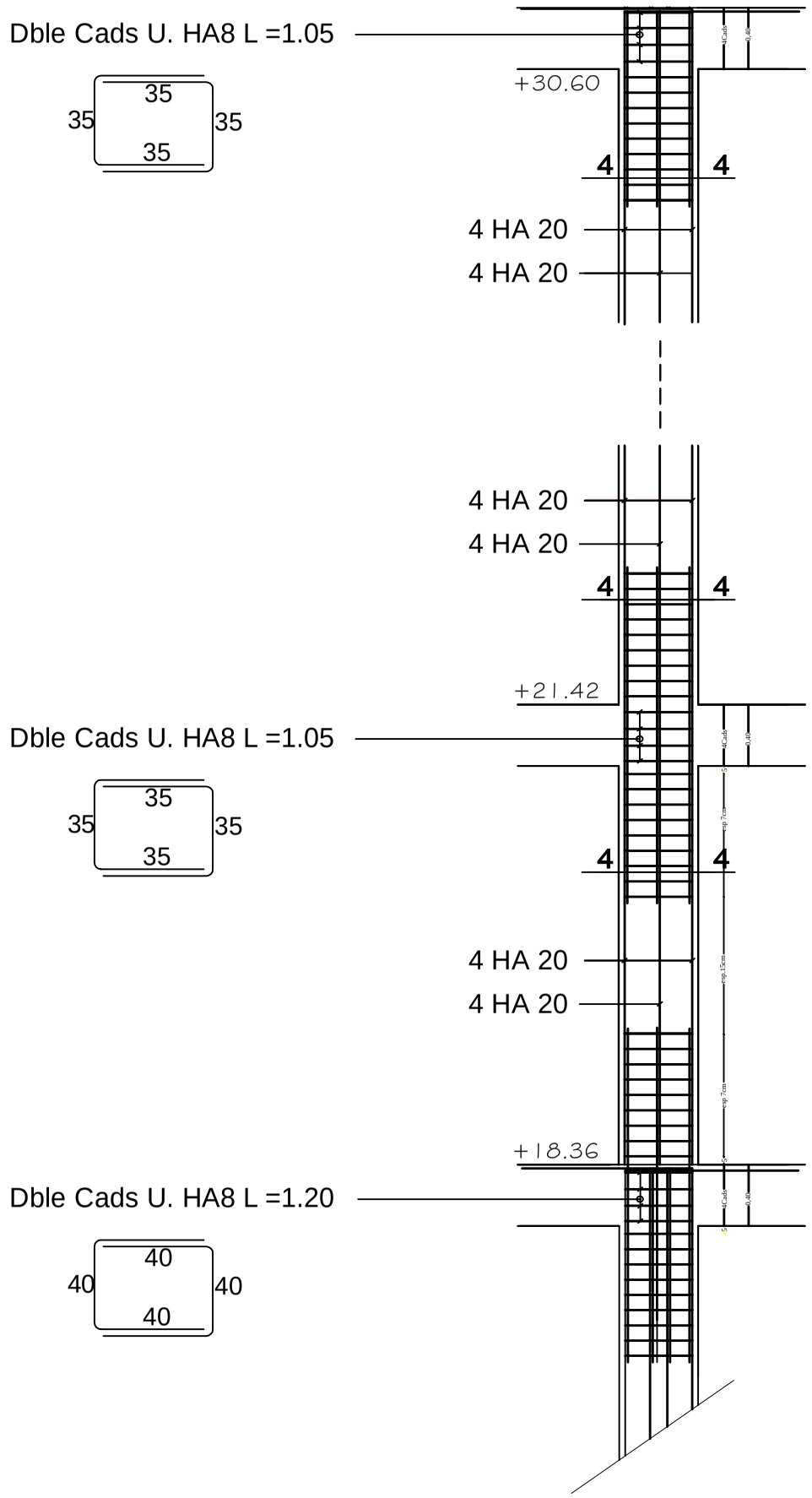
Dbles Cads. HA10 Lg=1.28

Caractéristiques mécaniques des matériaux

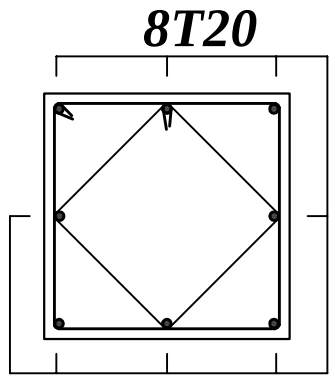
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

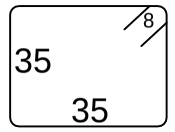
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal** **Mme : CHERIFI**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction **Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	**Date : Janvier 2022**

Ferraillage des poteaux ET6 à ET9

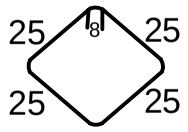


Coupe 4-4





Cads. HA10 Lg=1.60



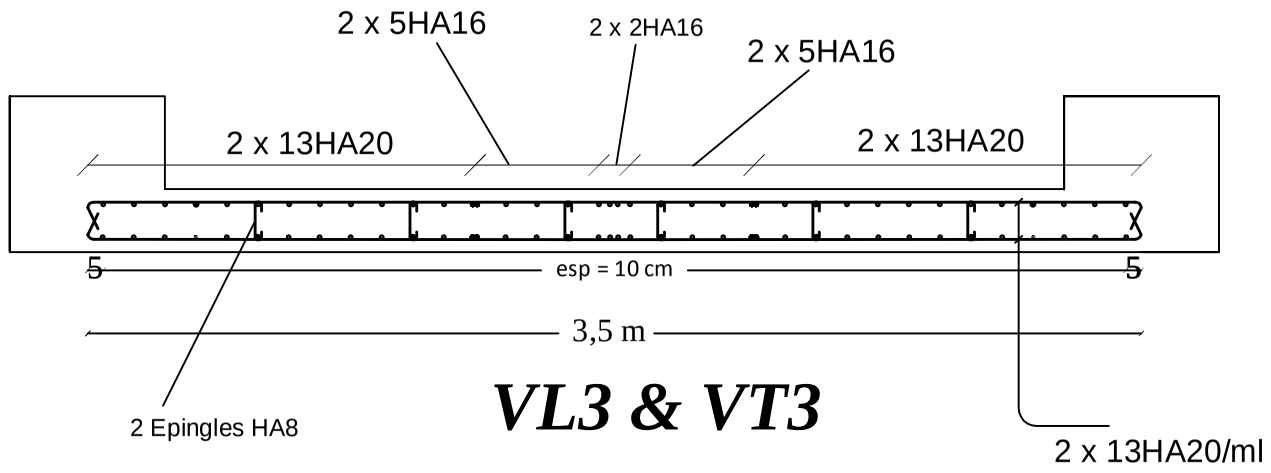
Cads. HA10 Lg=1.20

Caractéristiques mécaniques des matériaux

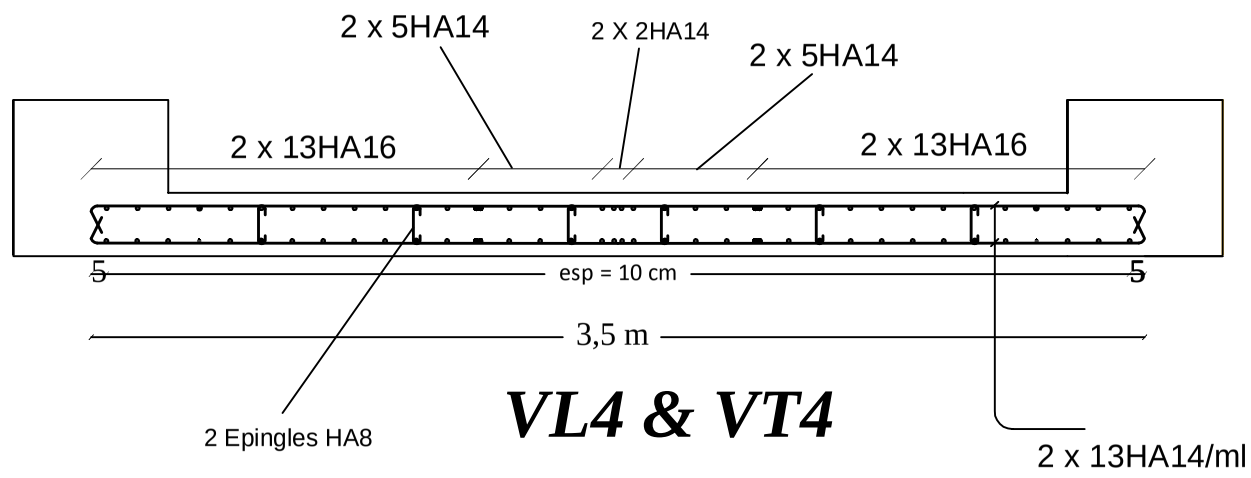
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

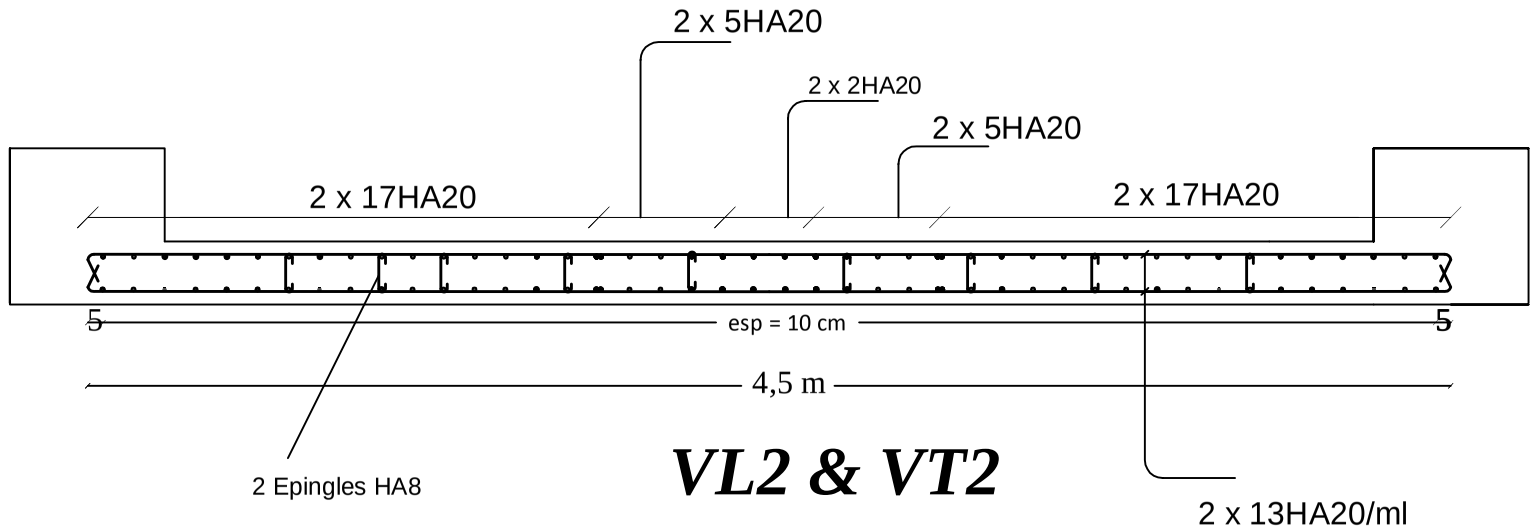
Ferraillage des voiles en zone 1 (RDC à ET1)



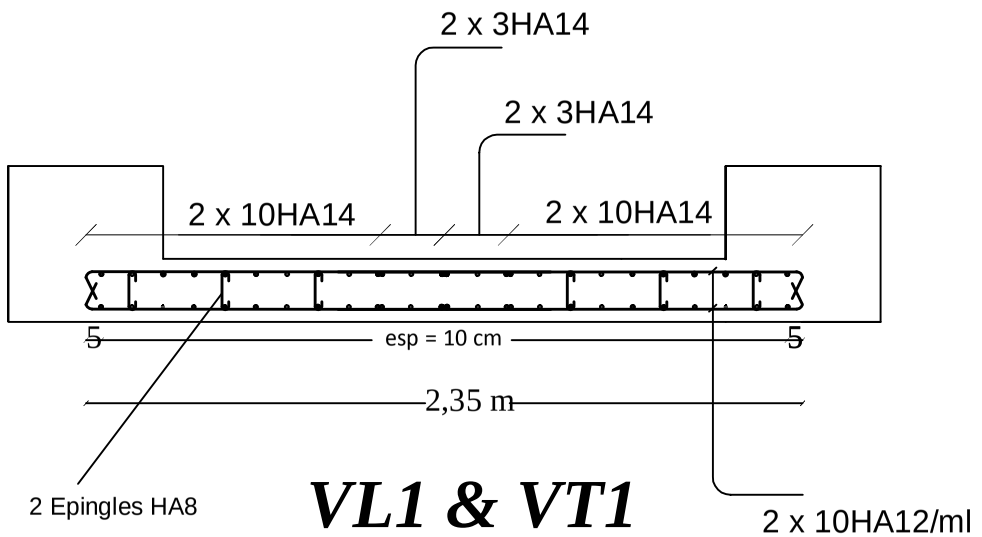
VL3 & VT3



VL4 & VT4



VL2 & VT2



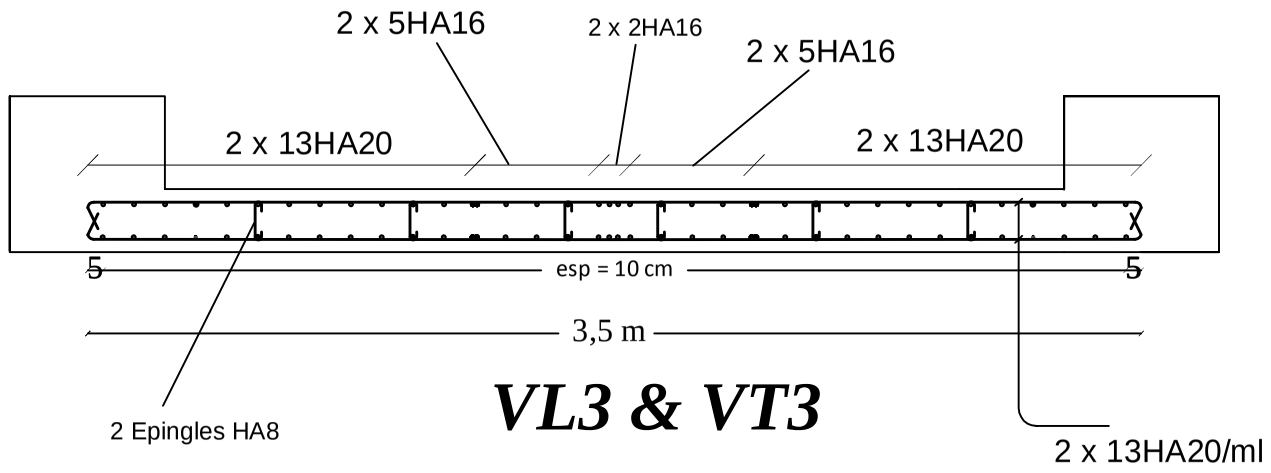
VL1 & VT1

Caractéristiques mécaniques des matériaux

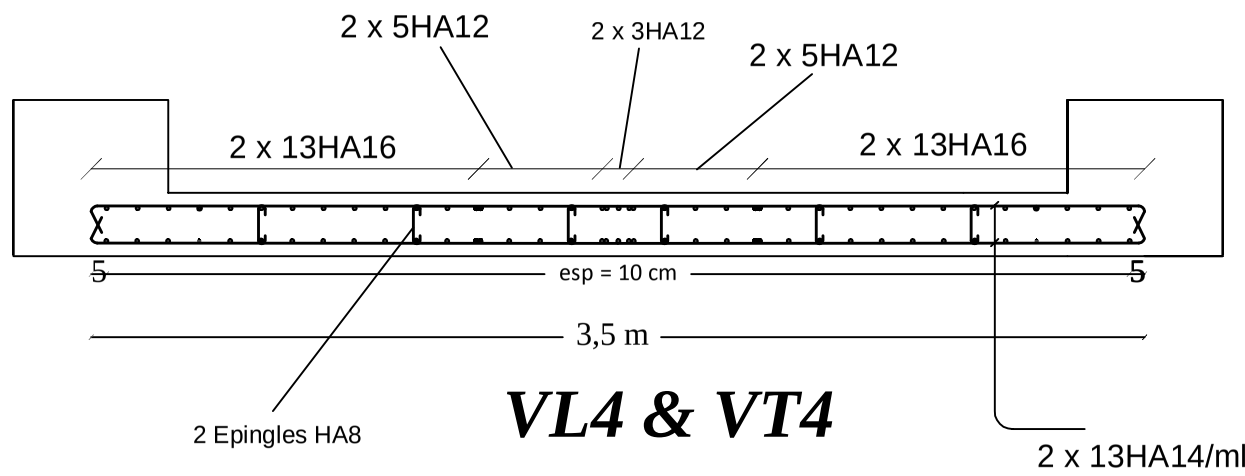
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction	**Date : Janvier 2022**
Mme : CHERIFI	**Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	

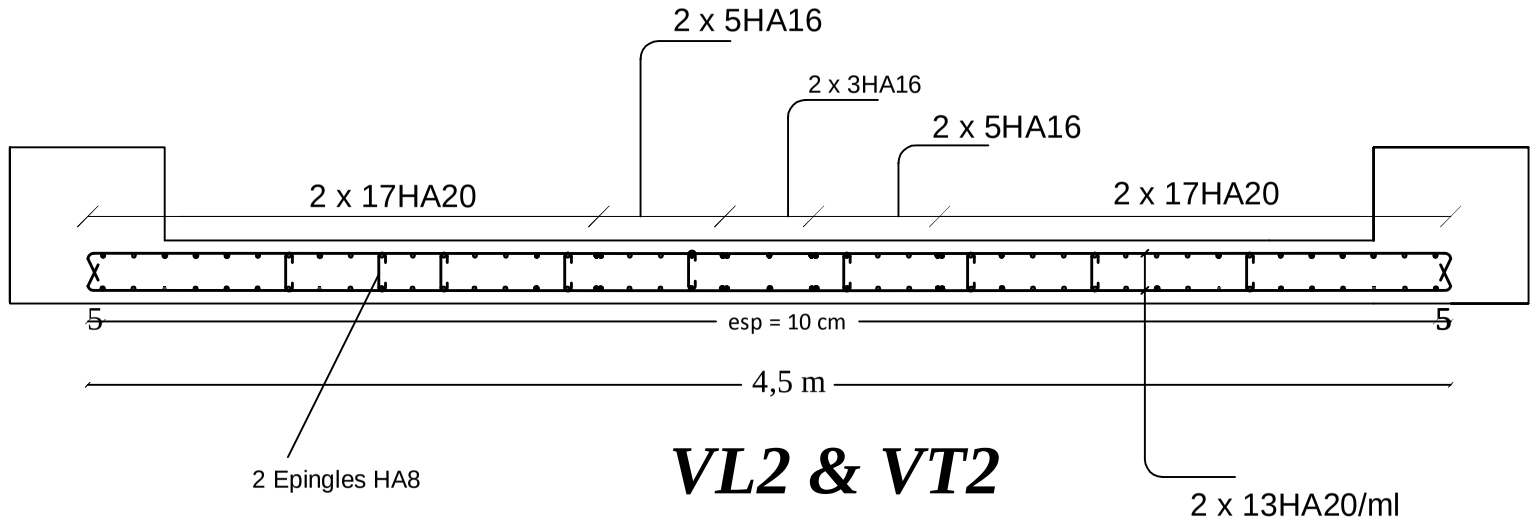
Ferraillage des voiles en zone 2 (ET2 à ET3)



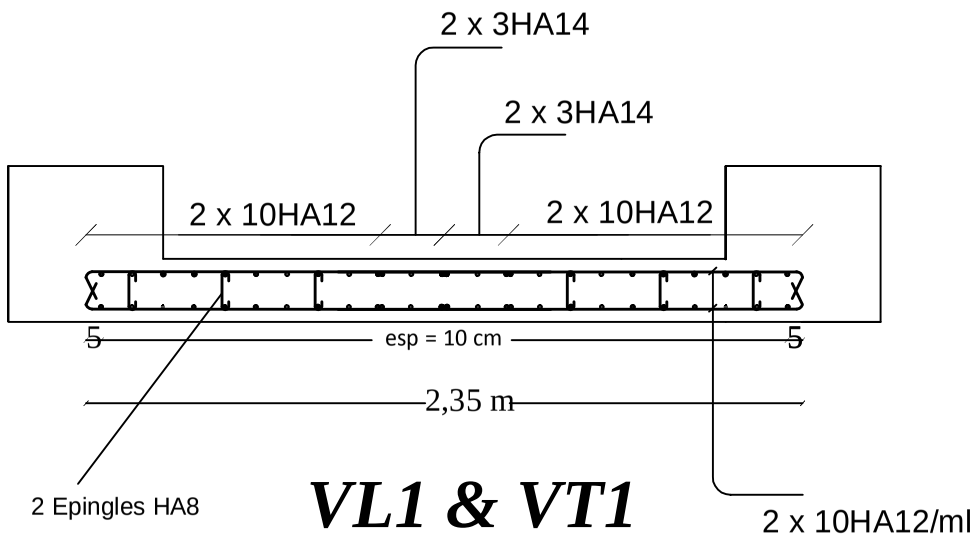
VL3 & VT3



VL4 & VT4



VL2 & VT2



VL1 & VT1

Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

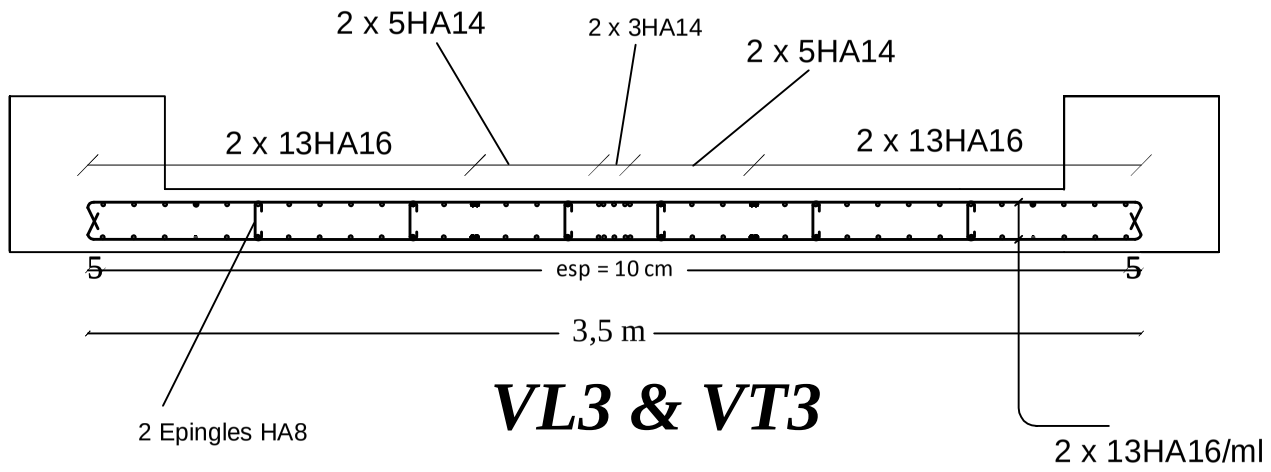
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

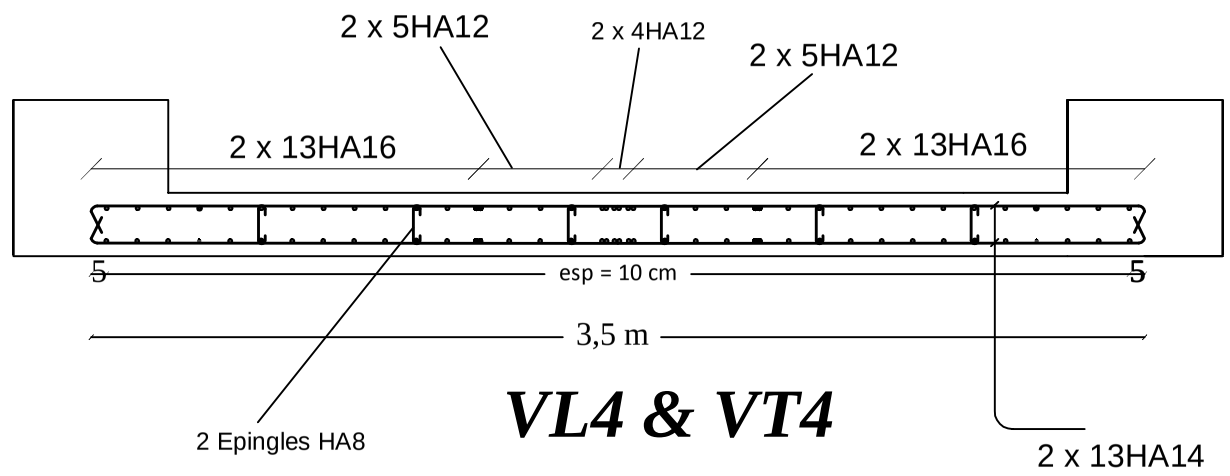
Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

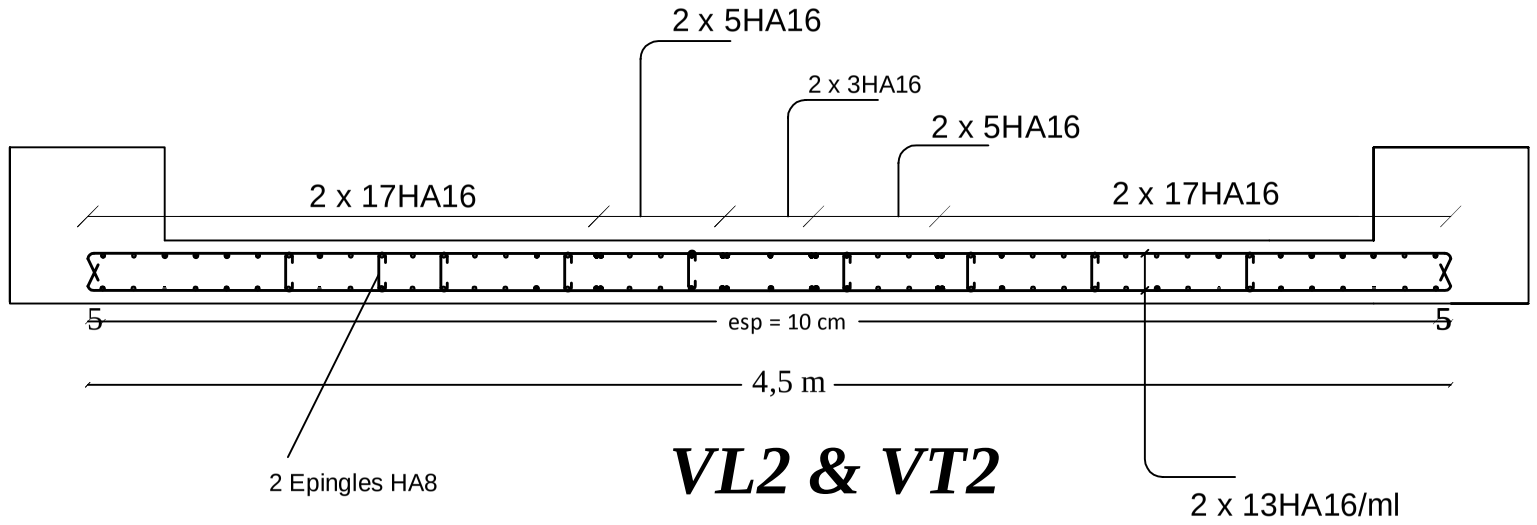
Ferraillage des voiles en zone 3 (ET4 à ET9)



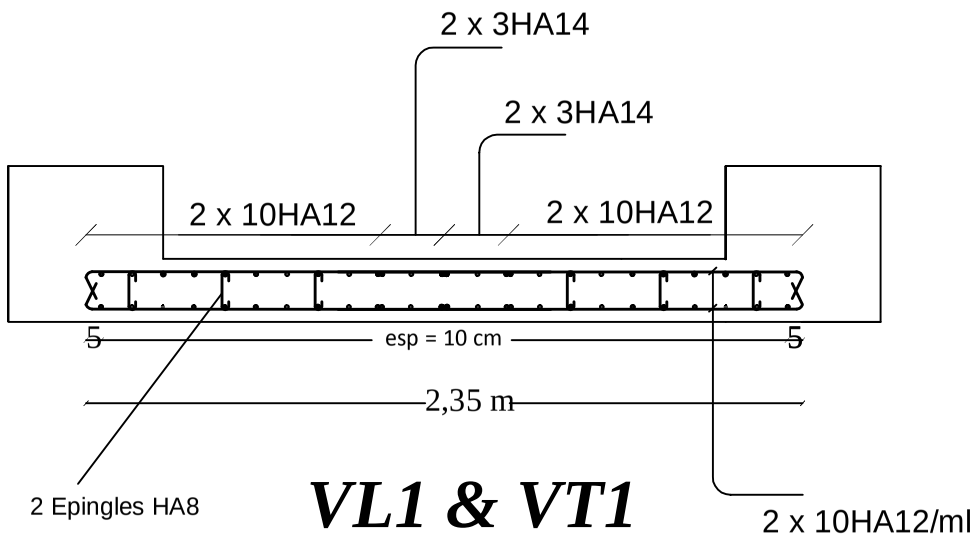
VL3 & VT3



VL4 & VT4



VL2 & VT2



VL1 & VT1

Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

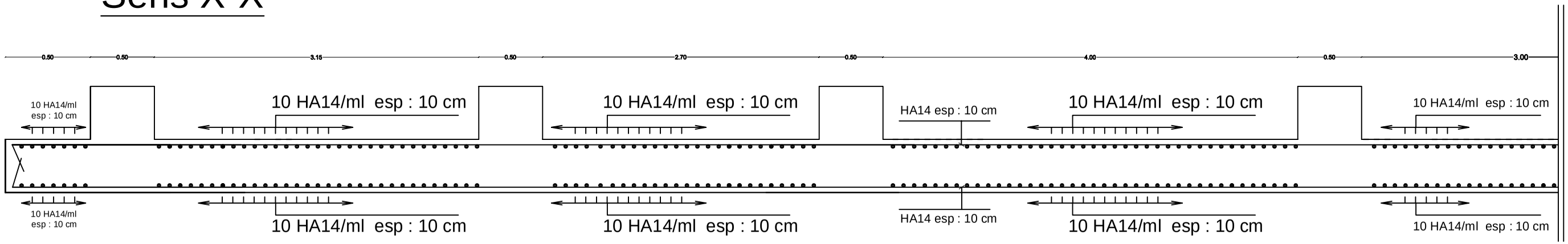
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

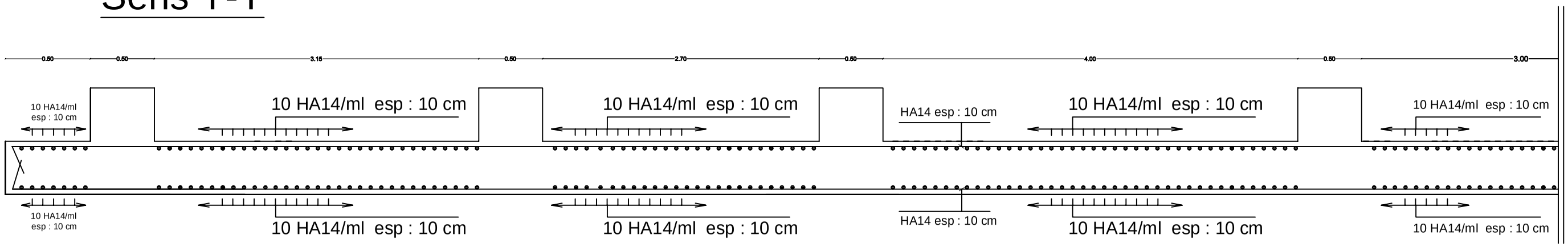
Date : Janvier 2022

Ferraillage du radier

Sens X-X



Sens Y-Y



Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

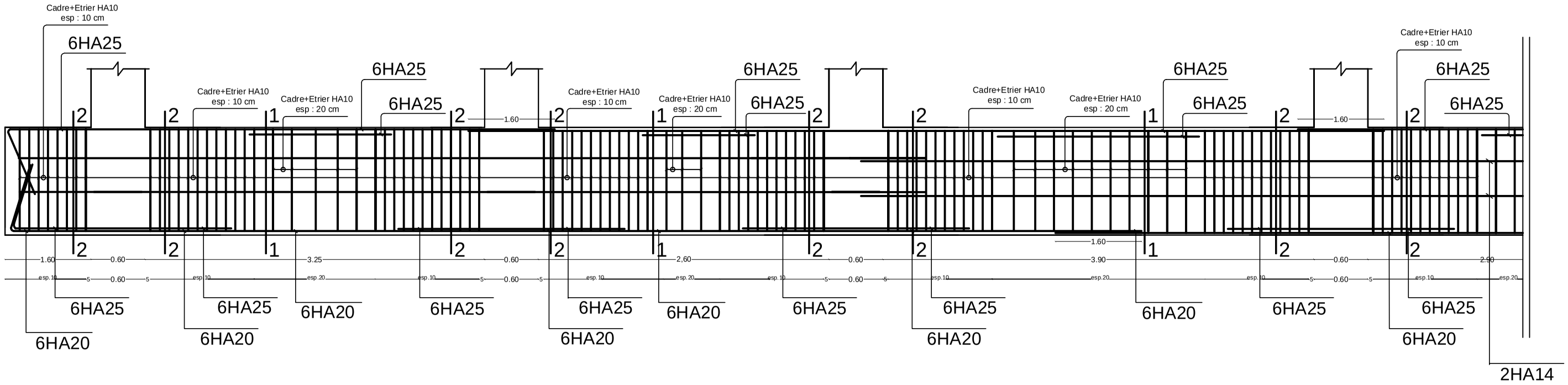
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

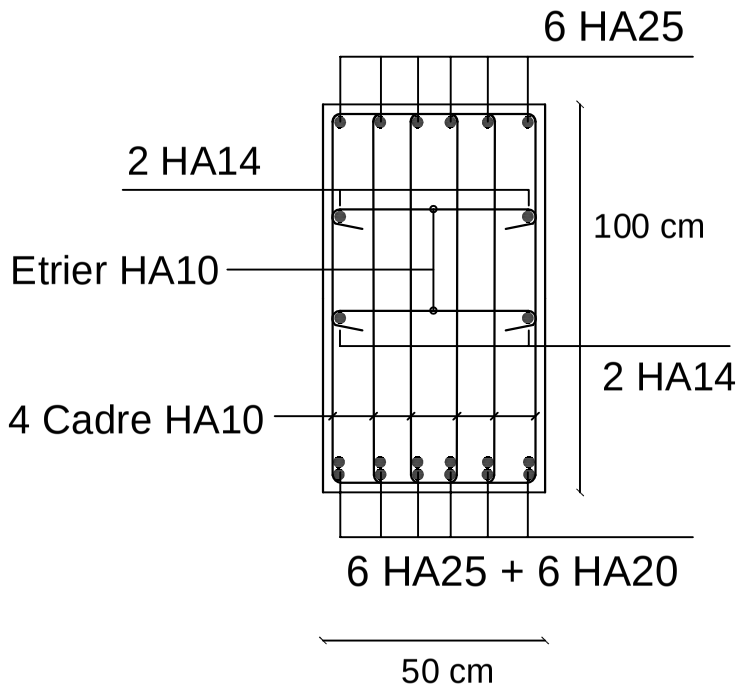
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

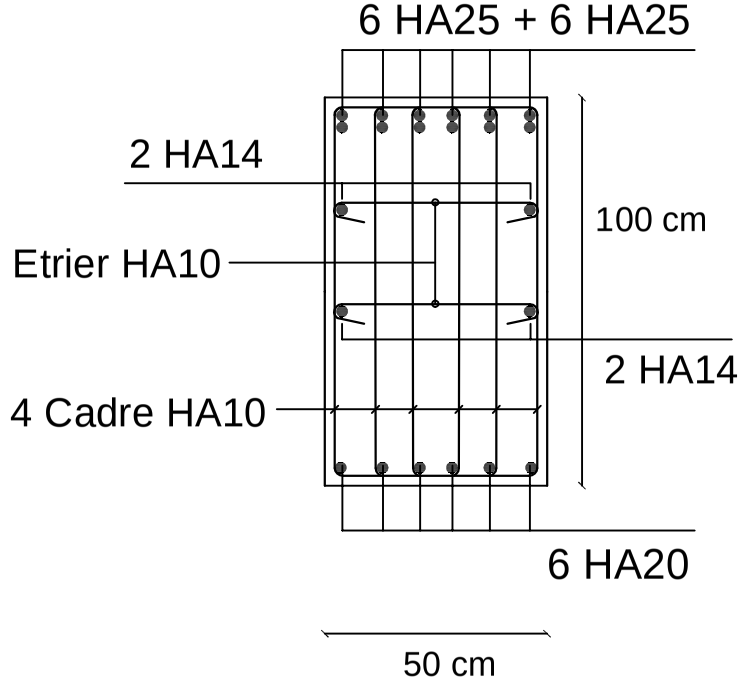
Date : Janvier 2022

Ferraillage des nervures (Sens X-X)





Coupe : 2-2



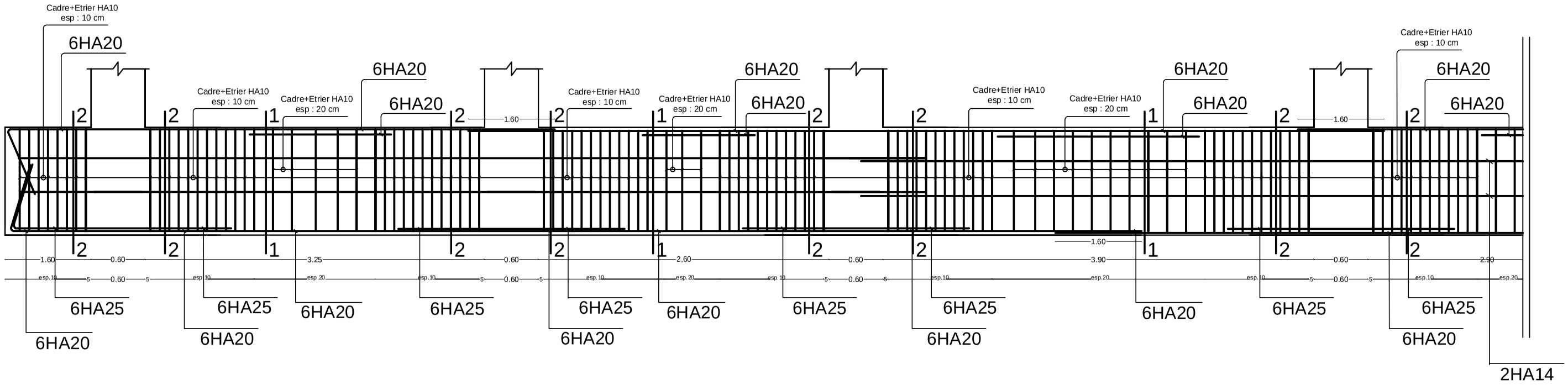
Coupe : 1-1

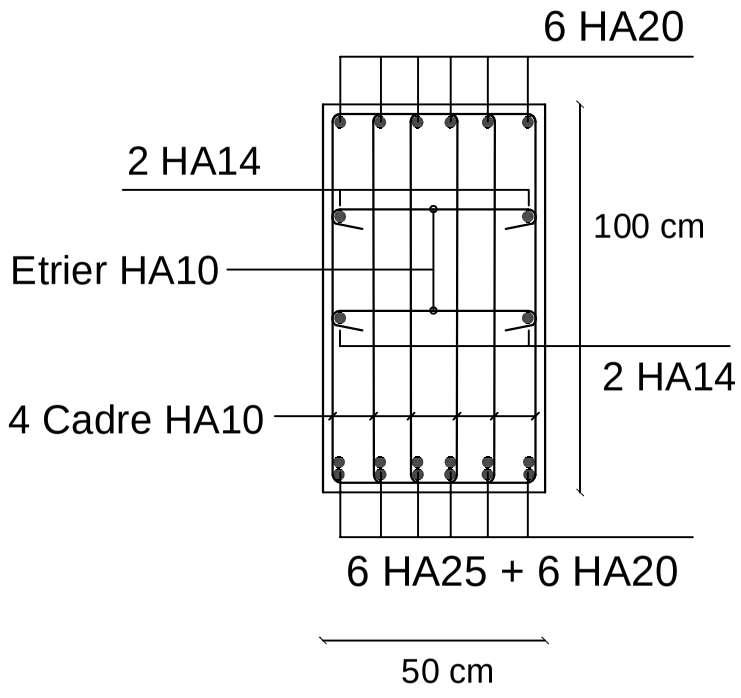
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

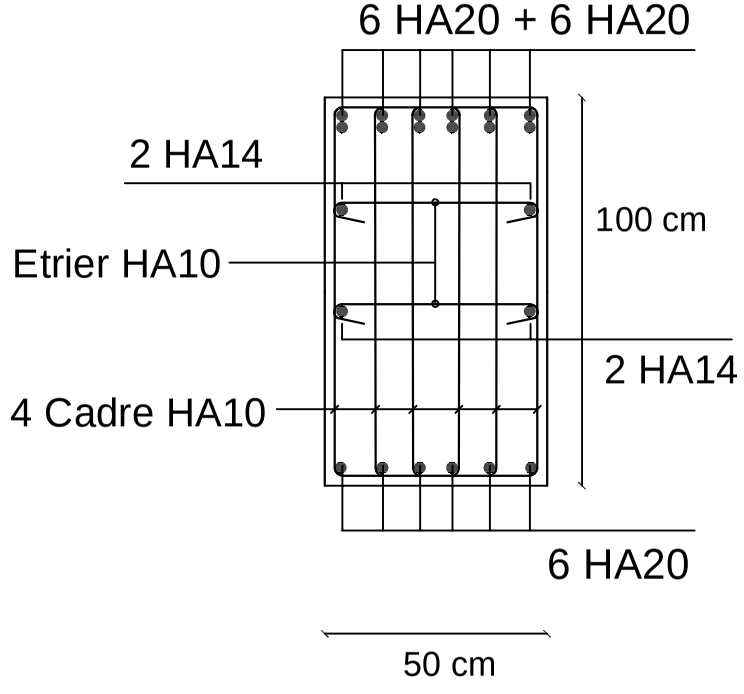
Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal** **Mme : CHERIFI**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction **Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	**Date : Janvier 2022**

Ferraillage des nervures (Sens Y-Y)





Coupe : 2-2



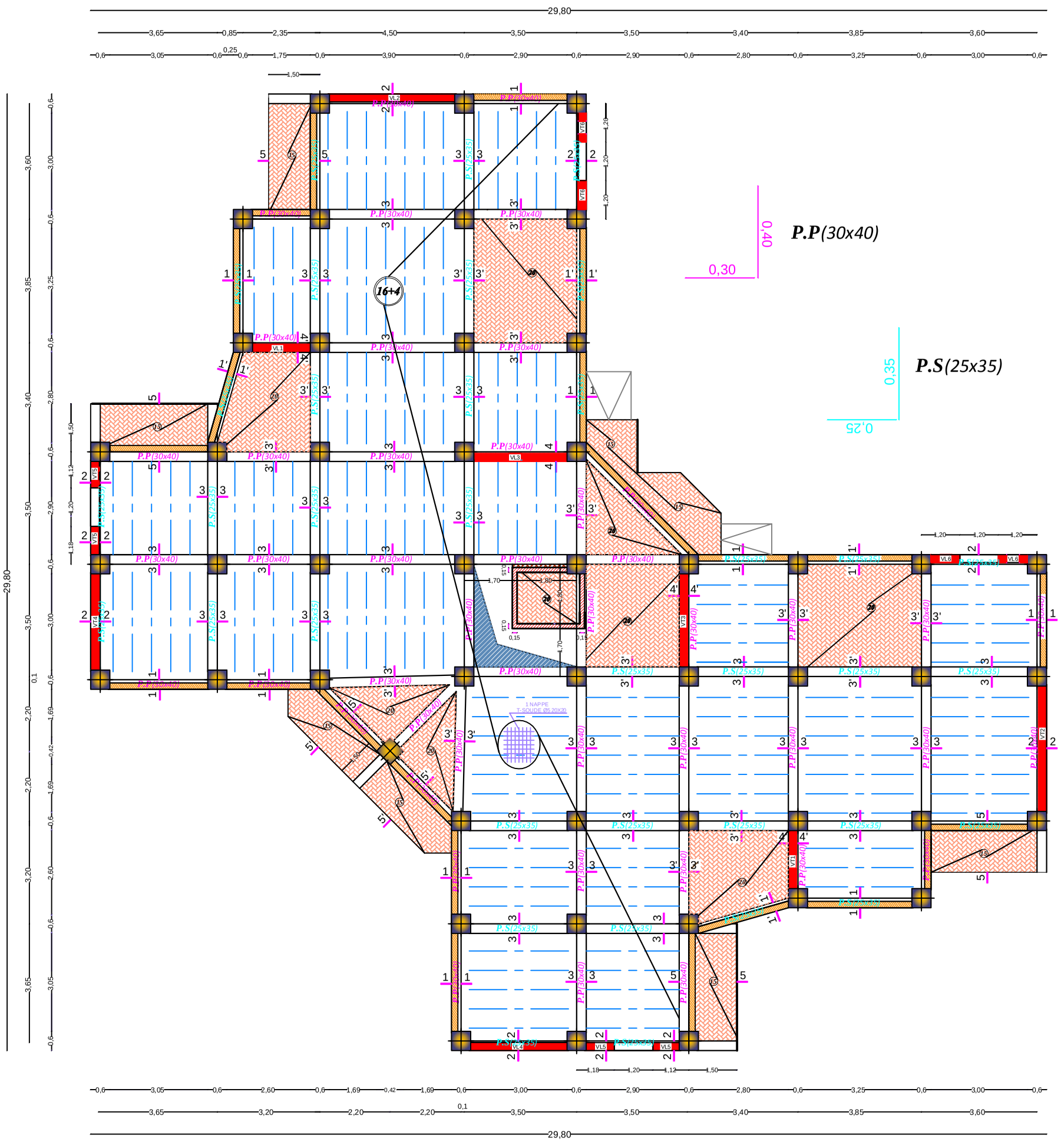
Coupe : 1-1

Caractéristiques mécaniques des matériaux

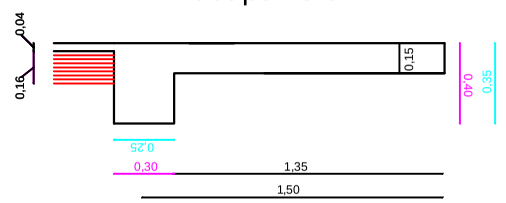
- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)

Mlle : HARIM Mélissa **Mlle : OTSMANE Dallal** **Mme : CHERIFI**	République algérienne démocratique et populaire Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO) Faculté de génie de construction **Option : construction civile et industrielle (C.C.I)**	**Date : Janvier 2022**

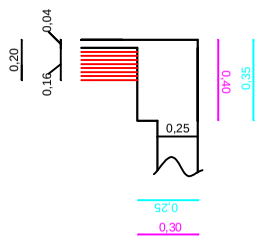
Plan de coffrage plancher Niv +0,00



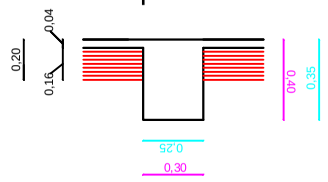
Coupe : 5-5



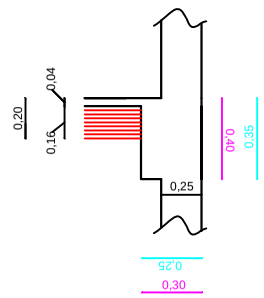
Coupe : 1-1



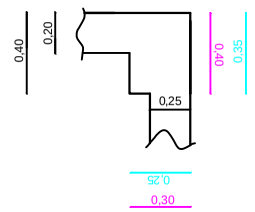
Coupe : 3-3



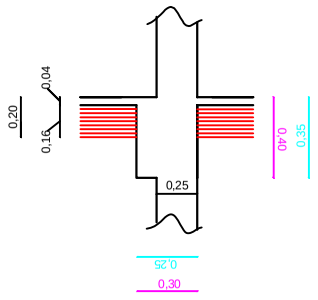
Coupe : 2-2



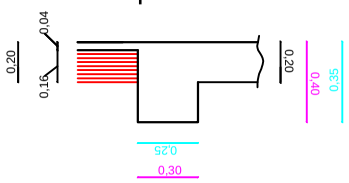
Coupe : 1'-1'



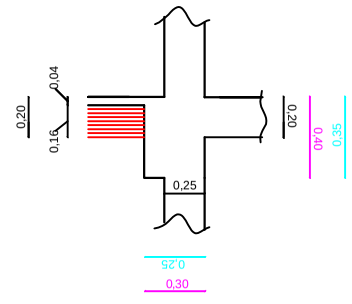
Coupe : 4-4



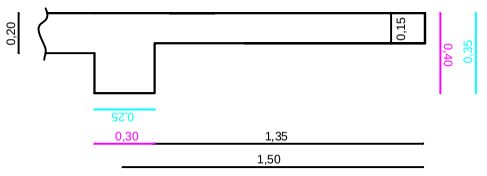
Coupe : 3'-3'



Coupe : 4'-4'



Coupe : 5'-5'



Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

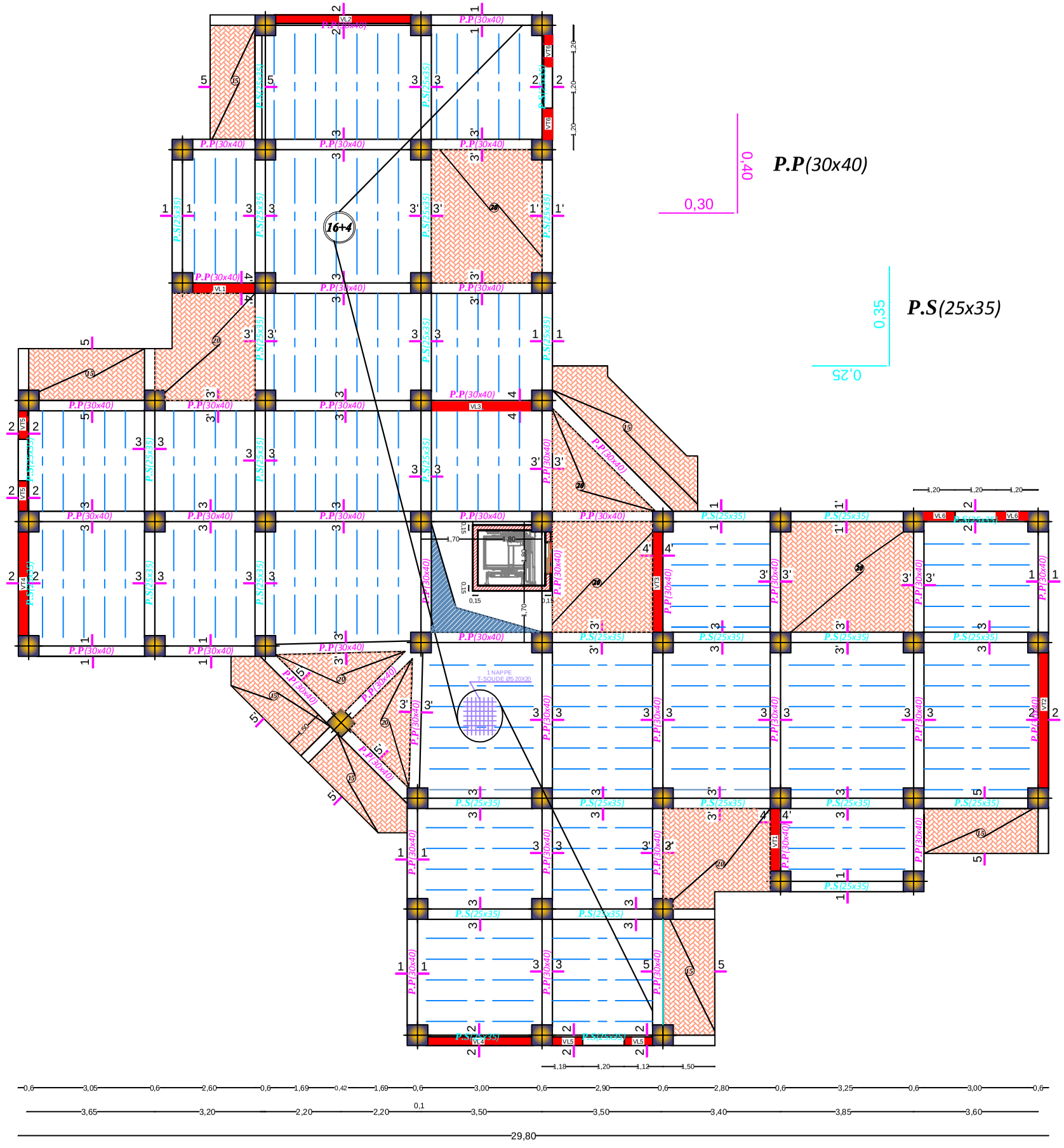
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

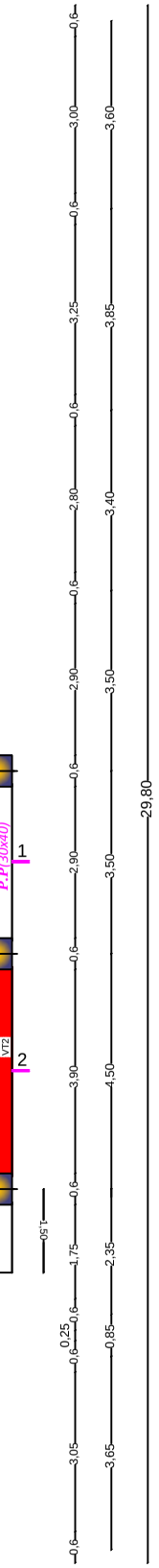
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

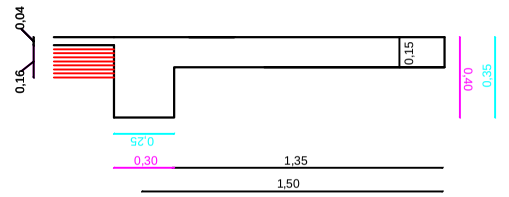
Date : Janvier 2022

Plan de coffrage plancher Niv +3,06 & +6,12

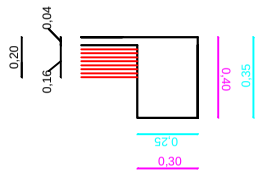




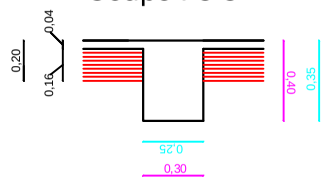
Coupe : 5-5



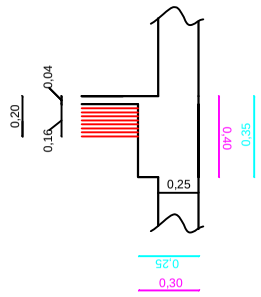
Coupe : 1-1



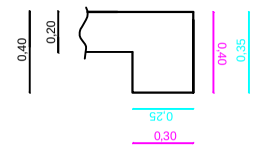
Coupe : 3-3



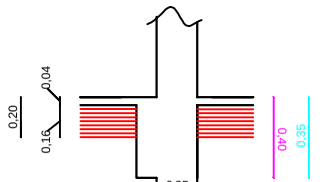
Coupe : 2-2



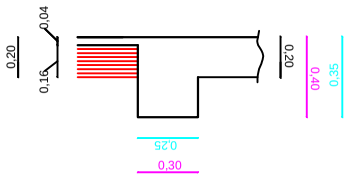
Coupe : 1'-1'



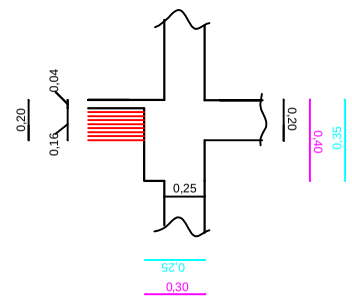
Coupe : 4-4



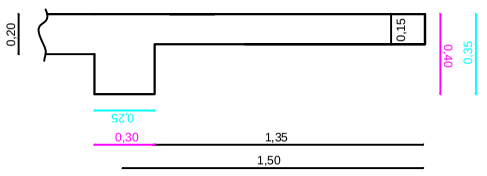
Coupe : 3'-3'



Coupe : 4'-4'



Coupe : 5'-5'



Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

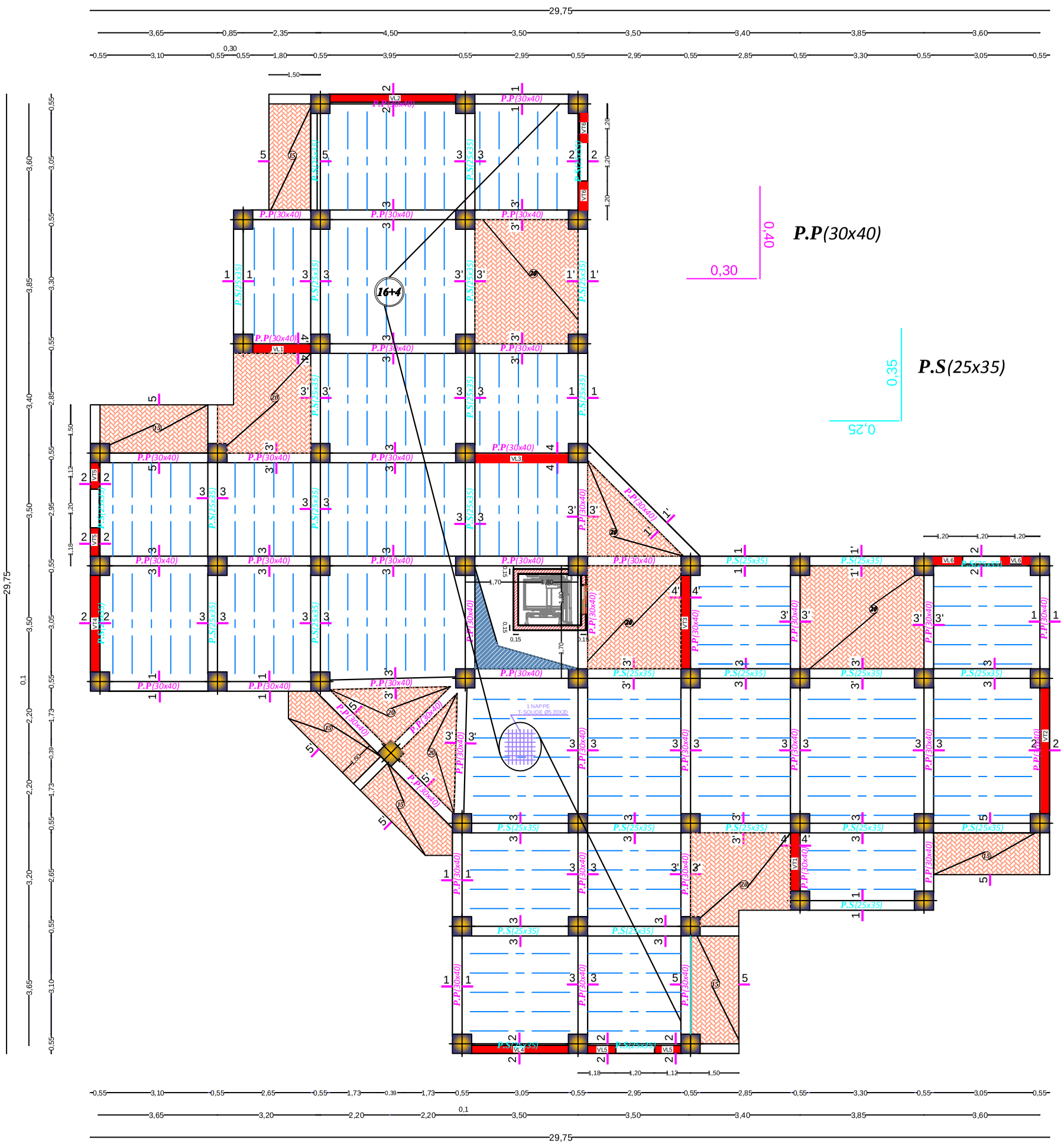
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

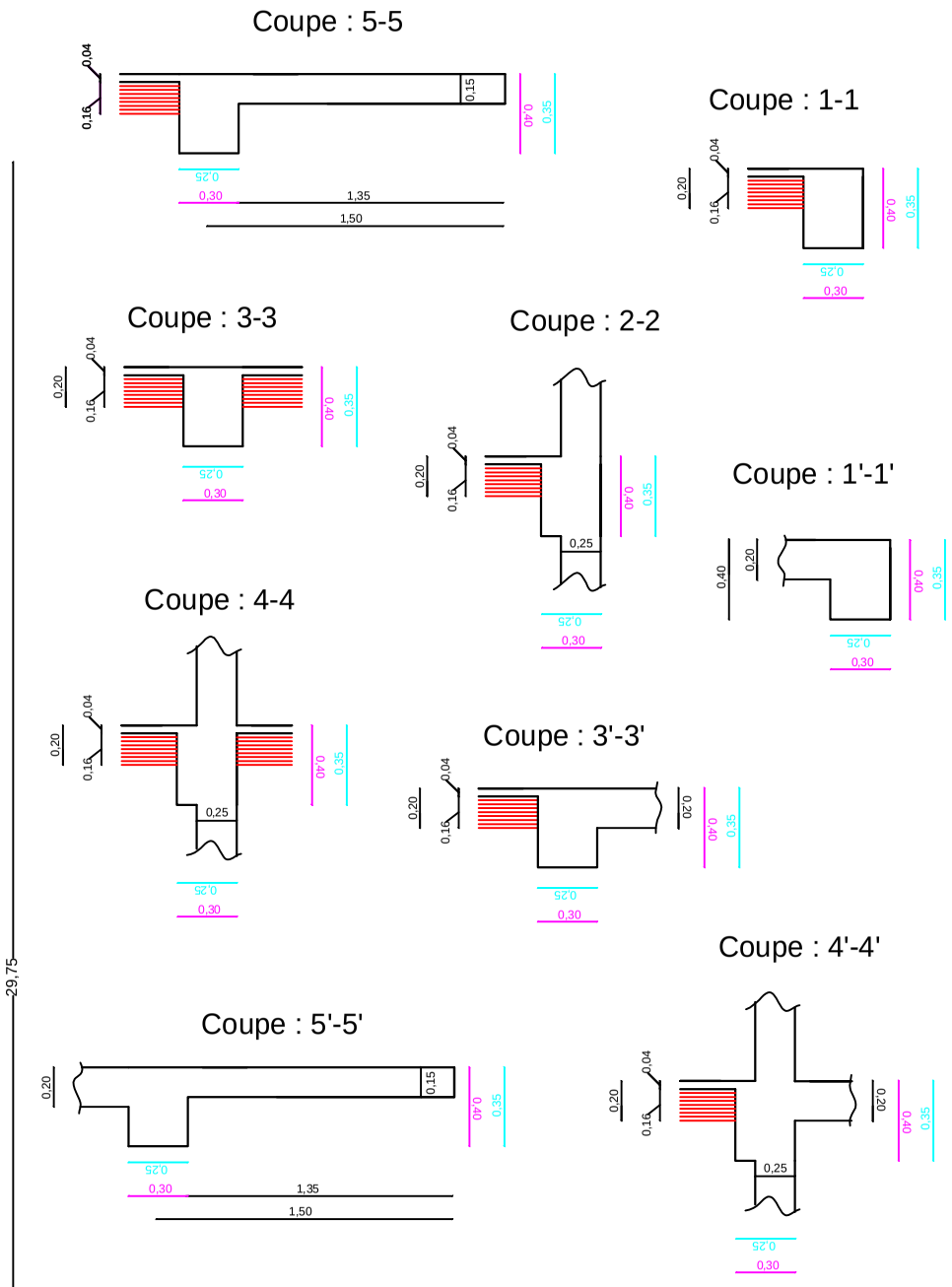
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

Plan de coffrage plancher Niv +9,18 & +12,24





Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

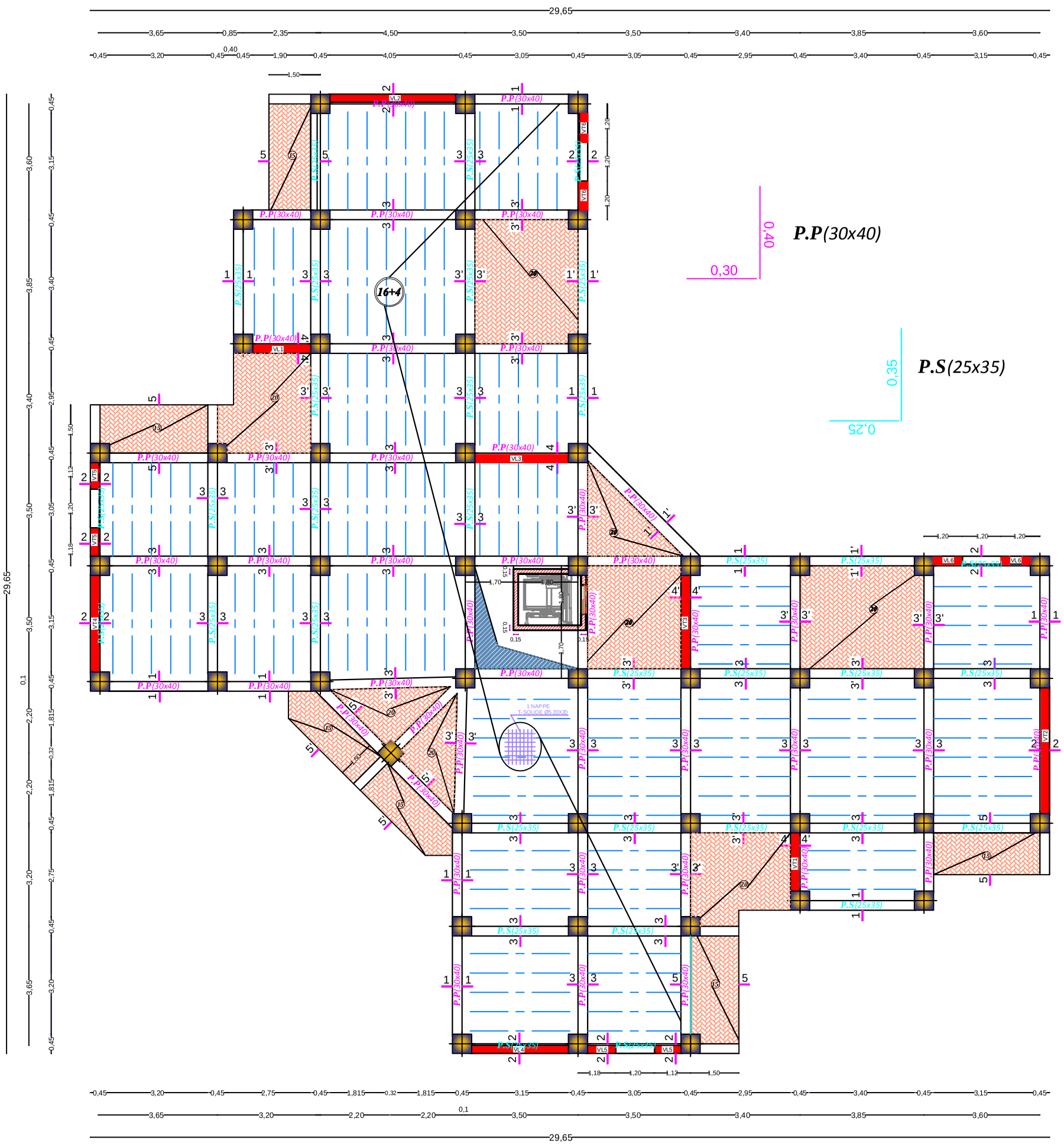
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

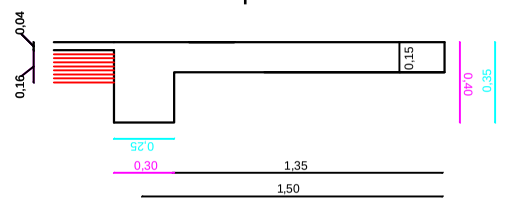
Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

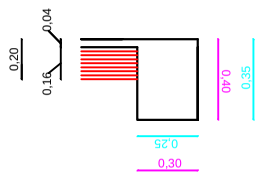
Plan de coffrage plancher Niv +15,30 & +18,36



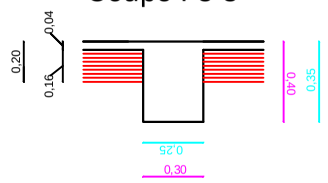
Coupe : 5-5



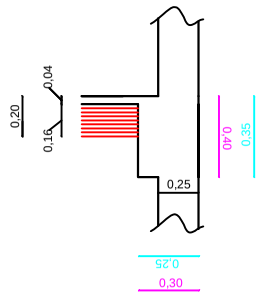
Coupe : 1-1



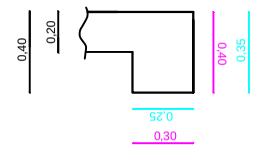
Coupe : 3-3



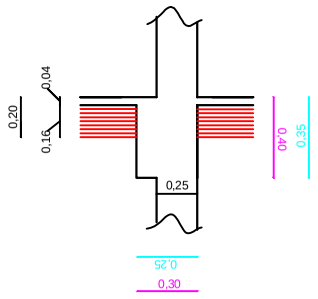
Coupe : 2-2



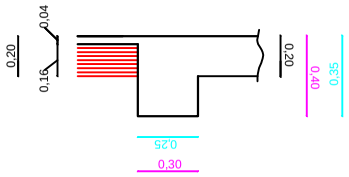
Coupe : 1'-1'



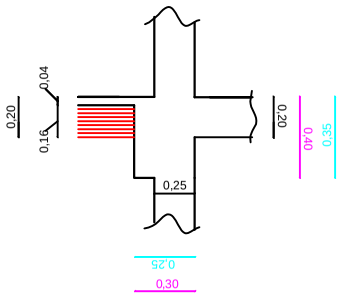
Coupe : 4-4



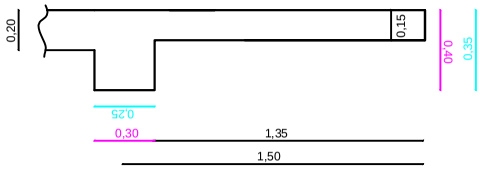
Coupe : 3'-3'



Coupe : 4'-4'



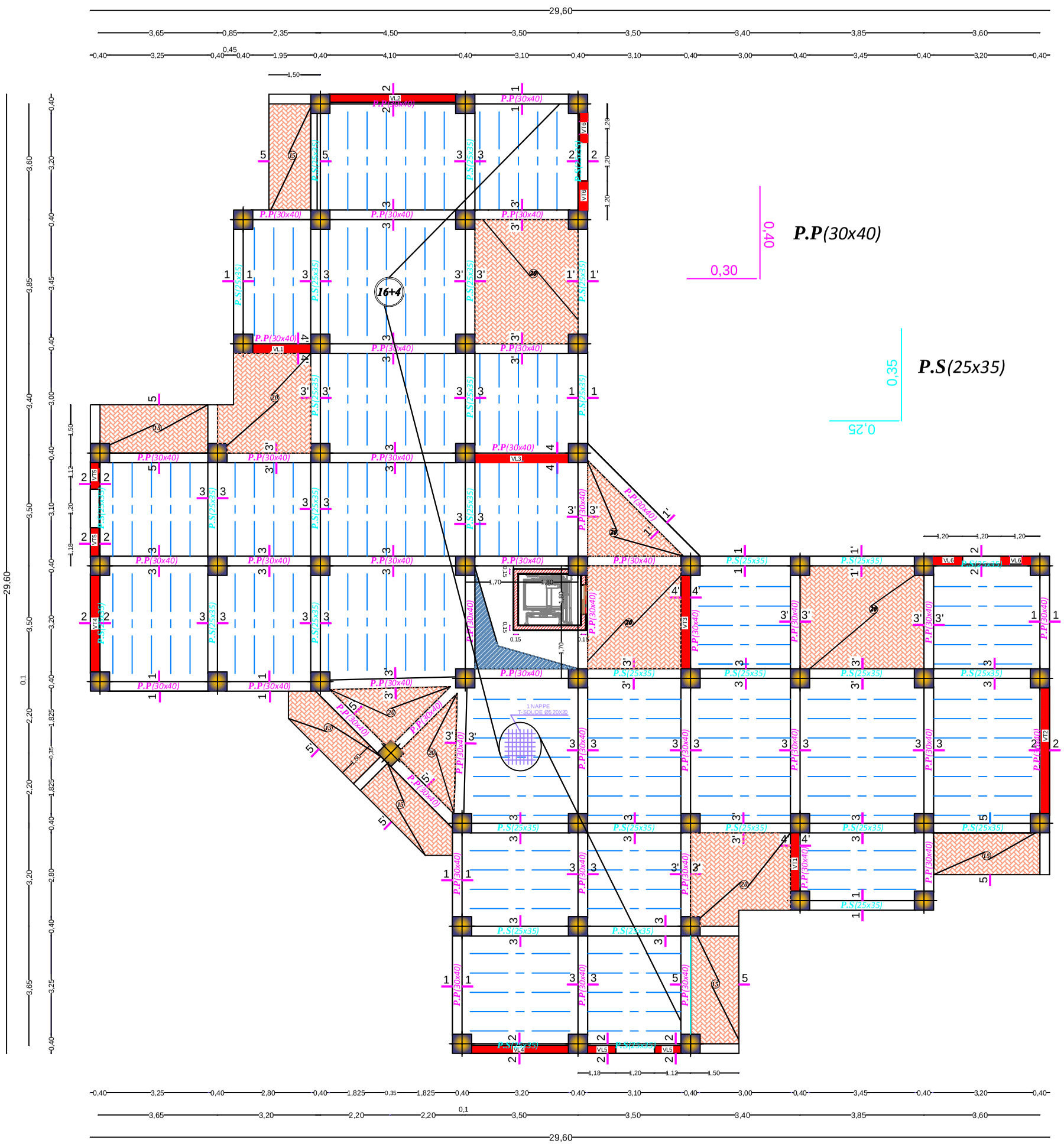
Coupe : 5'-5'



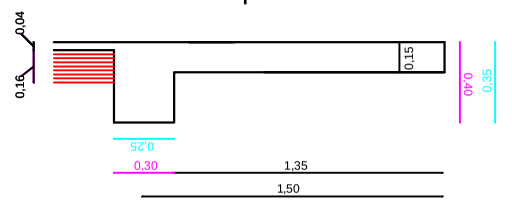
Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

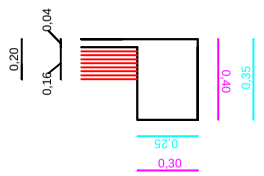
Plan de coffrage plancher Niv +21,42 +24,48 & +27,54



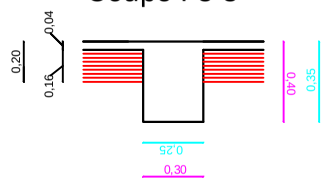
Coupe : 5-5



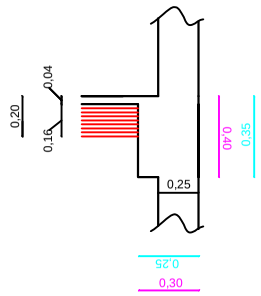
Coupe : 1-1



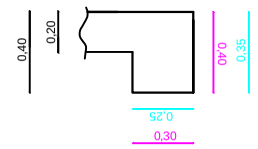
Coupe : 3-3



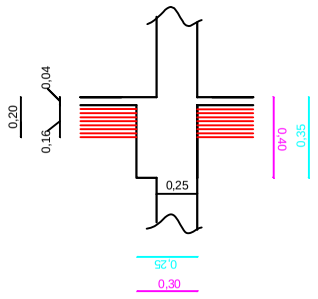
Coupe : 2-2



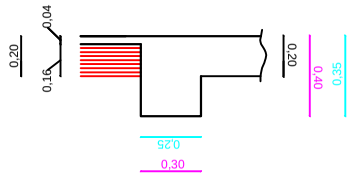
Coupe : 1'-1'



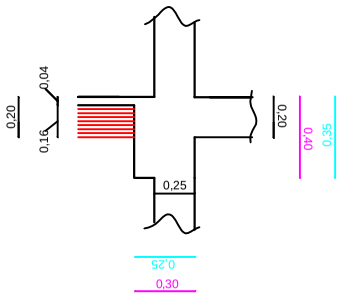
Coupe : 4-4



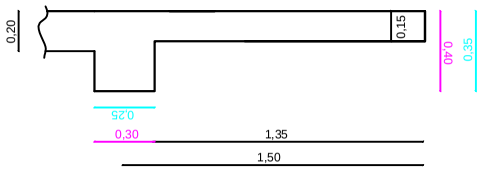
Coupe : 3'-3'



Coupe : 4'-4'



Coupe : 5'-5'



Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

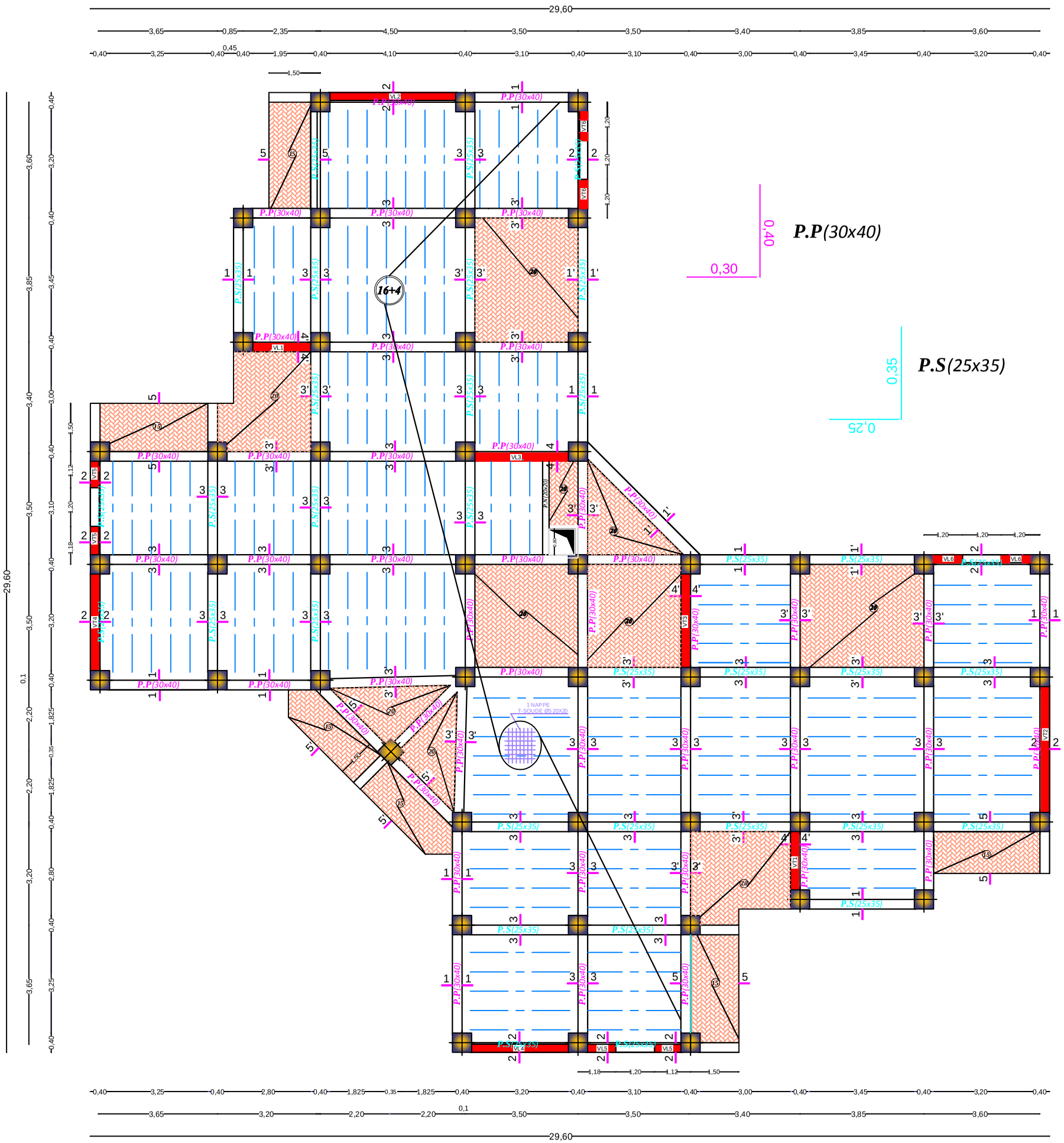
Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

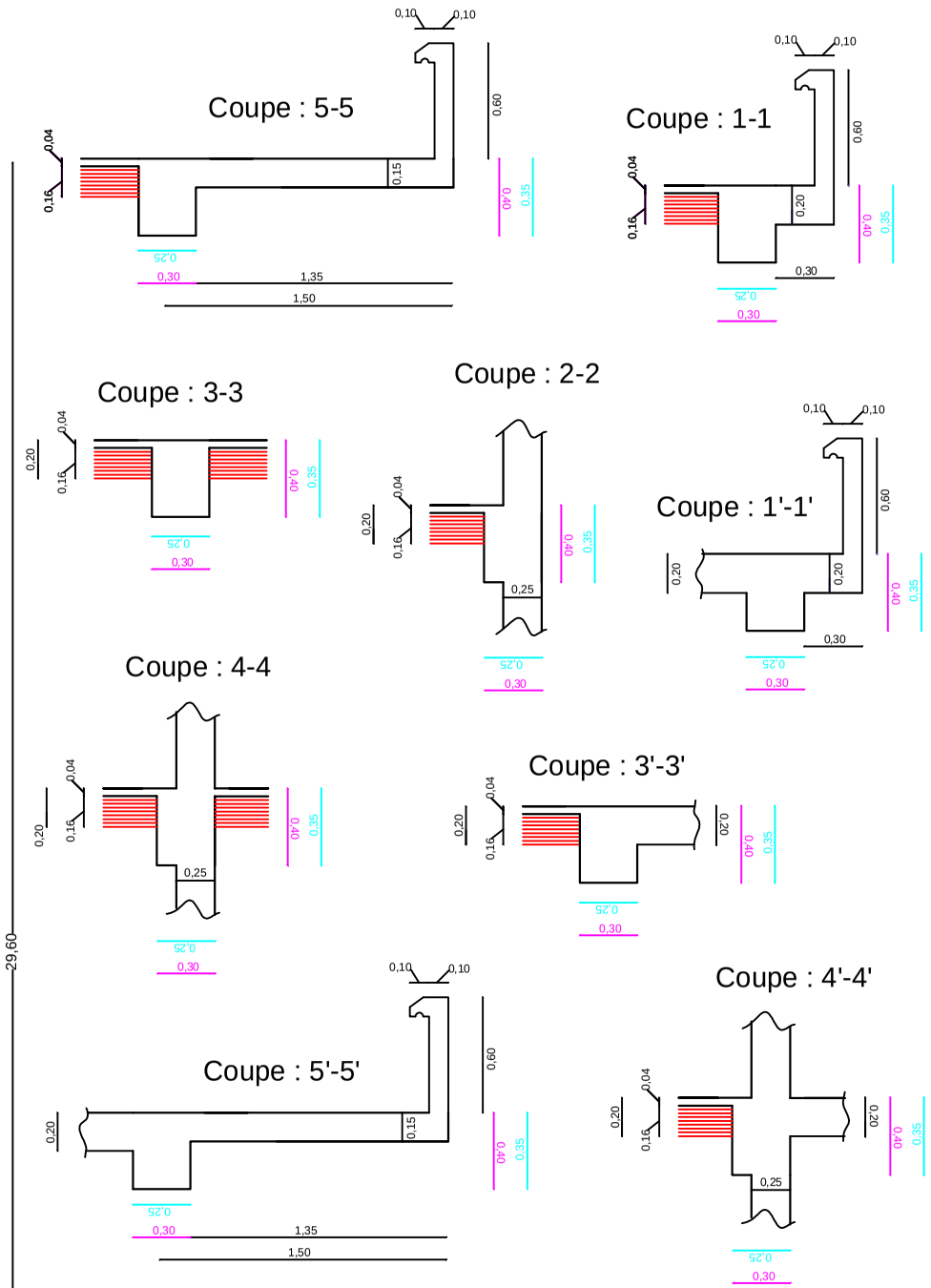
Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

Plan de coffrage plancher Niv +30,60





Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton sera dosé à 335 kg /m3 de CPJ 325
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa
- Les aciers seront en haut adhérence de limite élastique de 400 MPa (HA 400)
- Treillis soudé de diamètre 5 mm de nuance TL 520

Mlle : HARIM Mélissa

Mlle : OTSMANE Dallal

Mme : CHERIFI

République algérienne démocratique et populaire

Université MOULOUD MAAMERI (UMMTO)

Faculté de génie de construction

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

Date : Janvier 2022

Conclusion générale

Il est important de signaler que nous sommes bien conscientes que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bonnes ingénieures, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Cette première expérience est très bénéfique pour nous, car elle nous a obligés de mieux comprendre les phénomènes physiques, ainsi que de détailler et d'approfondir notre esprit de recherche sur nos connaissances techniques et règlementaires. Et de souligner plusieurs conclusions, parmi celles-ci :

- Le poste d'ingénieur civil est directement concordé avec le côté pratique et l'expérience acquise sur le terrain.

- Les calculs tous seuls ne nous permettent pas de résoudre les problèmes, toujours donc il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des techniques et solutions.

- Cette étude nous a permis d'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de trouver la solution la plus fiable et adéquate en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second lieu. Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique).

- Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

- L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Donc :
Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.

- La disposition des voiles présente un facteur beaucoup plus important que leurs quantités, et elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

- Grace aux logiciels techniques performant de calcul à savoir le ETABS, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. Ainsi que partager la structure en zones, nous a permis d'économiser de la matière. Cette première expérience nous a permis une initiation à la recherche et nous a montré que l'interprétation des résultats obtenus est aussi importante que le résultat lui-même.

Donc :
La maîtrise du logiciel pour l'ingénieur reste l'une des étapes les plus importantes.

- Cette étude nous a permis de maitriser le logiciel ETABS, et de souligner que l'outil informatique est de nos jours un outil de travail indispensable.

Finalement et comme on a cité déjà, le rôle et la responsabilité de l'ingénieur dans un projet de construction est fondamentale.

En fin : notre souhait le plus cher est de voir que ce modeste travail pourra offrir un plus aux promotions à venir.

Référence bibliographique

- PASCAL LEGRAND ; J.M.TCHOUANI NANA
INSTITUT INTERNATIONAL D'INGÉNIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
(COURS DE BÉTON ARMÉ)

- RÉSUMÉ THÉORIQUE & GUIDE DE TRAVAUX PRATIQUES
DIRECTION DE RECHERCHE ET INGÉNIERIE DE FORMATION
(Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail)

- M.BELAZOUGUI **Béton Armé aux États Limites**

- M.BELAZOUGUI **Calcul des Ouvrages en Béton Armé**

- BIBLIOTHÈQUE **École Nationale Polytechnique**

- Mécanique des milieux continus (DOCTEUR **HIMEUR MOHAMMED**)

- **Écoles d'ingénieurs Masters (MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS FINIS)**

- Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99)**, HUSSEIN-DEY, ALGER

- A.CHNATI **Contreventement des Bâtiments par Voiles**

- P.PLAUTRE **Dynamique des Structures**

- PIERINO .LESTUZZI Dynamique des Structures **(Presses polytechniques et universitaires romandes)**

- PIERINO .LESTUZZI Construction et séisme **(Presses polytechniques et universitaires romandes)**

- **Construire en zone sismique (conception et bonnes pratiques)**

- **CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS EN BÉTON ARMÉ** (Cours et applications)
CHERIFI FATIHA
Maître de conférences à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

- Calcul des Fondations (Université de Khemis-Miliana Faculté de Sciences et Techniques Département de Génie Civil)

- J.COURBON **Fondations des Bâtiments**