

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCCEN



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Master en Génie civil

Spécialité

Ingénierie de structures

Thème

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT "RDC+9
ETAGE" D'UNE FORME REGULIERE A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL**

Présenté Par :

M^{lle} BOURI Riyane Soumia

M^{lle} BENGHABRIT Amina Marwa

Soutenu le 10 septembre 2020 devant le Jury composé de

Présidente	M ^{ME} EL HOUARI N.	MAITRE DE CONFERENCES	(Université Tlemcen)
Encadrant	M. HOUTI F.	MAITRE ASSISTANT	(Université Tlemcen)
Encadrant	M ^{ME} BENAMAR A.	MAITRE ASSISTANT	(Université Tlemcen)
Examinatrice	M. AYAD F.	MAITRE DE CONFERENCES	(Université Tlemcen)

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs M^r HOUTI F. et M^r BENAMAR .A pour leurs aides durant l'élaboration de ce projet.

je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC ouest et particulièrement Mr BENYACOUB A , Mr SELKA.A et Mr OUAHRANI C. pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage. M^{me} EL HOUARI N. Maitre de conférences à l'université de Tlemcen présidente et M^{elle} AYAD F. Maitre de conférences à l'université de Tlemcen examinatrice.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance... Aussi, c'est tout simplement que... Je dédie cette thèse...

À MES CHERS PARENTS

BOURI-sidi-Mohammed, ZEGHID-Hanane Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, que Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive

A MES CHERS FRERES

Nabil et Ahmed mes petits frères que j'aime beaucoup. En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A MON BINOME MARWA

Avec elle j'ai réussi à affronter tous les difficultés pour élaborer ce magnifique travail, et j'ai pu découvrir le vrai sens de l'amitié.

A MA GRAND MERE CHERIE

Qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé et de bonheur dans les deux vies.

À MES CHERS TANTES, A MES CHERS COUSINS COUSINES

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL ET À TOUS CEUX QUE J'AI OMIS DE CITER

BOURI RIYANE

Merci 

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

A mon père, mon premier encadrant depuis ma naissance

A ma mère, qui m'a toujours poussé à aller de l'avant avec ses prières

Je ne serai jamais assez reconnaissant envers eux.

A mon frère KARIM, pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leur bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

A Mon binôme RIYANE avec qui j'ai pu réaliser ce travail et qui a su partagé avec moi toutes les pires et meilleures moments avec patience et sérénité.

A toute la promo de génie civil dont je fais partie.

A cette terre, notre chère et bien aimé ALGERIE, qui m'a vu naître (vive ma patrie)

BENGHABRIT AMINA MARWA

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un rez-de-chaussée + 9étages, implanté dans la wilaya de Tlemcen. Cette étude se compose de Cinq parties. La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). L'avant dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003. La dernière partie comprend l'Étude économique du notre bâtiment (Le WBS, La courbe financière, MS Project).

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, SOCOTEC, RPA 99/2003, BAEL91

ABSTRACT

The project presents a detailed study of a regularly shaped building multi-use consists of two basements, a ground floor + 9étage implanted in Tlemcen province. This study consists of five parts. The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-sizing structure and finally the descent of the load. The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall). The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). The fourth part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003. The last part includes the economic study of our building (the WBS, MS Project, Financial curve).

Keywords: building, concrete, SAP2000, SOCOTEC, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

المخلص

هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات على شكل منتظم يتكون من طابق أرضي + 9 طوابق ، يقع في ولاية تلمسان. تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء -المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و حمولة كل عنصر مكونة لها. -المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة) الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح SAP2000 الديناميكية للبناية بواسطة برنامج -المحور الثالث: الدراسة بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل- أما المحور ما قبل الأخير يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، العارضات، الأساساتRPA99 المنقح1999 وBAEL91 اعتمادا علىSAP2000 ، المنحنى المالي MS Project).

INTRODUCTION GENERALE**CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

I-1) Introduction.....	1
I-2) Caractéristiques des matériaux.....	2
I-3) Acier pour béton armé.....	9
I-4) Notion des états limites.....	11
I-5) sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites.....	11
I-6) Caractéristique mécaniques des matériaux utilisés.....	12

**CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DE CHARGES
DES ELEMENTS**

II-1) Introduction.....	15
II-2) Détermination de l'épaisseur du plancher.....	15
II-3) Descente de charges.....	15
II-4) Pré – dimensionnement des poutres.....	18
II-5) Pré – dimensionnement des poteaux.....	19
II-6) Pré – dimensionnement des voiles.....	22

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ACROTÈRE

III-1) Introduction.....	24
III-2) Le rôle de l'acrotère.....	24
III-3) Etude de l'acrotère terrasse inaccessible.....	24

CHAPITRE IV : ETUDE DU PLANCHER

IV-1) Introduction.....	31
IV-2) Etude des poutrelles.....	31

CHAPITRE V : ETUDE DES ESCALIERS

V-1) Introduction.....	47
V-2) Terminologie.....	47
V-3) Pré dimensionnement des escaliers.....	47
V-4) Evaluation des charges et surcharges.....	48
V-5) Les types d'escaliers.....	49
V-6) Calcul des sollicitations.....	50
V-7) Calcul de ferrailage.....	51
V-8) La poutre palière.....	54

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'ASCENSEUR

VI-1) Introduction.....	58
VI-2) Etude de l'ascenseur.....	58

CHAPITRE VII : ETUDE DYNAMIQUE

VII-1) Introduction	73
VII-2) Choix de la méthode de calcul.....	73
VII-3) Méthode statique équivalente	73
VII-4) Méthode dynamique modale spectrale.....	80
VII-5) Vérifications	82
VII-6) Conclusion.....	87

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ELEMENS STRUCTURAUX

VIII-1) Introduction	88
VIII-2) Les poteaux	88
VIII-3) Les poutres.....	93
VIII-4) Les voiles.....	101

CHAPITRE IX : FONDATION

IX-1) Introduction	107
IX-2) La stabilité des fondations.....	107
IX-3) Le choix de type de fondations.....	107

CHAPITRE X : ETUDE ECONOMIQUE

X-1) Introduction.....	115
X-2) Le management du projet115
X-3) Projet.....	115
X-4) Cycle de vie d'un projet.....	116
X-5) Objectifs à atteindre.....	119
X-6) Les acteurs du projet de construction d'un bâtiment.....	119
X-7) Le WBS d'un projet bâtiment.....	122
X-8) Planification et ordonnancement.....	124
X-9) Conclusion.....	128

CONCLUSION GENERALE

PLAN D'EXECUTION ET DE GENIE CIVIL

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des éléments

TableauII-1 : Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....16

TableauII-2 : charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....17

Tableau II-3 : charge permanente des murs extérieurs.....18

TableauII-4 : récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux.....21

TableauII-5 : récapitulatif du pré dimensionnement des éléments.....23

Chapitre IV : Etude du plancher

Tableau IV-1: les charges.....33

Tableau IV-2 : Récapitulatif de M max et T max.....40

TableauIV-3 : Récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelles.....46

Chapitre V : Etude d'escaliers

TableauV-1 : Descente des charges de pailasse.....48

TableauV-2 : Descente des charges de palier.....49

TableauV-3 : Calcul des sollicitations a ELU.....50

Tableau V-4: Calcul des sollicitations a ELS.....51

TableauV-5 : Sollicitations d'escalier.....51

TableauV-6 : Le moment en travée et en appuis.....51

TableauV-7 : Ferrailage d'escalier.....54

TableauV-8 : Ferrailage de la poutre palière.....55

Chapitre VI : L'ascenseur

Tableau VI-1 : Les moments isostatiques des rectangles.....63

Tableau VI-2 : Les moments isostatiques des rectangles68

Chapitre VII : Etude dynamique

TableauVII-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	76
TableauVII-2 : Masse des différents niveaux	78
TableauVII-3 : Force sismique et effort tranchant suivant X(R=4).....	79
TableauVII-4 : Force sismique et effort tranchant suivant Y(R=4).....	80
TableauVII-5 : Participation massique	82
TableauVII-6 : Effort tranchant à la base	84
TableauVII-7 : P-DELTA/X.....	85
TableauVII-8 : P-DELTA/Y.....	85
TableauVII-9 : Base réaction	86
TableauVII-10 : Voiles.....	86
TableauVII-11 : Base réaction	86

Chapitre VIII : Etude des éléments structuraux

TableauVIII-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	89
TableauVIII-2 : Les sollicitations d'un exemple de poteau.....	89
TableauVIII-3 : Ferrailage des poteaux	91
TableauVIII-4 : La section des armatures transversales des poteaux.....	93
TableauVIII-5 : Sollicitations de la poutre principale.....	94
TableauVIII-6 : Sollicitations de la poutre secondaire.....	97
TableauVIII-7 : Ferrailage des poutres.....	100
TableauVIII-8 : Sollicitations des voiles.....	101
TableauVIII-9 : Ferrailage du 1^{er} type de voile.....	104
TableauVIII-10 : Ferrailage du 2eme type de voile.....	105
TableauVIII-11 : Ferrailage des deux types de voiles.....	106

Chapitre IX : Fondation

TableauIX-1 : Sollicitations du radier	111
---	------------

Chapitre X : Etude économique

TableauX-1 : Les ressources matérielles (matériaux) du projet.....	127
---	------------

Chapitre I : Présentation du projet

FigureI-1 : Diagramme contrainte-déformations instantanées du béton.....06

FigureI-2 : Diagramme contraintes rectangulaire simplifié du béton.....07

FigureI-3 : Diagramme de déformation-contrainte de calcul.....10

FigureI-4 : Diagramme des déformations des limites de la section règle des trois pivots.....13

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des éléments

FigureII-1 : Plancher terrasse inaccessible.....16

FigureII-2 : Plancher étage courant.....17

Figure II-3: Remplissage extérieur.....17

FigureII-4 : La section la plus sollicité du poteau.....19

FigureII-5 : La coupe de voile en élévation.....22

Figure II-6: Les coupes de voiles.....23

Chapitre III : Etude de L'Acrotère

FigureIII-1 : Acrotère.....24

Figure III-2: Les actions appliqué sur l'acrotère.....24

FigureIII-3 : Section de calcul du ferrailage.....26

FigureIII-4 : Ferrailage de l'acrotère.....30

FigureIII-5 : Coupe A-A de l'acrotère.....30

Chapitre IV : Etude du Plancher

Figure IV-1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....31

FigureIV-2 : Coupe a-a d'une poutrelle.....32

FigureIV-3 : Evaluation de l'effort tranchant.....35

FigureIV-4 : Moment en travée.....36

FigureIV-5 : Représentation des dimensions de la poutrelle.....40

FigureIV-6 : Ancrage.....	45
Chapitre V : Etude d'escaliers	
FigureV-1: Schéma d'un escalier.....	47
FigureV-2 : Schéma statique d'un escalier.....	50
Chapitre VI : L'ascenseur	
FigureVI-1 : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	58
FigureVI-2 : Schéma de la dalle de l'ascenseur.....	62
FigureVI-2 : Evaluation des charges appliquée à la dalle	64
Chapitre VII : Etude dynamique	
FigureVII-1 : Disposition 1 des voiles	77
FigureVII-2 : Disposition 2 des voiles	77
Chapitre IX : Fondation	
FigureIX-1 : Le déplacement max du radier	109
FigureIX-2 : Moments M_{11} à L'ELU.....	110
FigureIX-3 : Moments M_{22} à L'ELU.....	110
Chapitre X : Etude économique	
FigureX-1 : Facteurs principales d'un projet.....	115
FigureX-2 : Cycle de vie d'un projet bâtiment.....	116
FigureX-3 : Les procédures effectuées dans l'étape exploitant et clôture de projet	119
FigureX-4 : Les acteurs de projet de bâtiment.....	122
FigureX-5 : Courbe financière (Courbe en S).....	128

NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieurs
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontale
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids totale de la structure
V	Force sismique totale
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération

INTRODUCTION GENERALE

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

À cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que la durabilité, l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité (assurer la stabilité de l'ouvrage).

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitations avec commerce. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé dans une zone de faible sismicité, zone I et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1/Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'une tour en béton armé (RDC+9) à usage d'habitation et bureaux implantée à **TLEMCEM**, classée comme zone de faible sismicité (**zone I**) selon les règles parasismiques Algériennes **R.P.A 99 (version 2003)**

Cette tour contient un RDC et mezzanine à usage commercial et un étage à usage de bureaux et les autres étages sont des logements d'habitation.

- **Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :**

- Longueur totale du bâtiment.....17,80 m.
- Largeur totale du bâtiment.....14 m.
- Hauteur totale du bâtiment.....30,60 m.
- Hauteur du R.D.C.....03,06 m.
- Hauteur des étages courants.....03,06 m.

- **Ossature et système constructif adopté :**

- ✓ **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques).

- ✓ **Planchers :**

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur **16cm** et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur **5cm**.

- ✓ **Escaliers :**

On a deux types d'escaliers :

-**Type 1** : Escalier a deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC

-**Type 2** : Escalier avec trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès a le reste de la structure

- ✓ **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de **15 cm** et de **10 cm** d'épaisseur avec un vide d'air de **5 cm** ; les cloisons intérieures sont faites en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur.

- ✓ **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- ✓ **Isolation :-** L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les plancher terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

- **Caractéristiques géotechniques du sol :**

La contrainte admissible est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

I-2/Caractéristiques des matériaux :

- **Béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants (mélange de matériaux inertes' granulats' avec un liant hydraulique 'ciment' de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants) dans la nature et facilement disponibles (Le mélange obtenu est une pate qui durcit rapidement) directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

- ✓ **Principaux caractères et avantages :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

- ✓ **Les principaux avantages du béton armé :**

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Composition du béton :**

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

-La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs

- La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.

- La maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.

- La déformation instantanée et différée, le retrait....

- Les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.

- L'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)

- La dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (moquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de **5 à 20 cm** pour les gros ouvrages (barrages).

- **Dosage en ciment :**

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armés varient de **150 à 300 kg** de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre

Pour le béton armé, ces valeurs sont de **350 à 400 kg/m³** et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre **500 kg/m³**.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer

- **Dosage en granulation :**

Le dosage en granulations est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulations allant du sable au gravier

On distingue habituellement deux catégories de granulations :

-Les sables de la classe **0/4**.

-Les graviers de la classe **5/20** ou **5/25**.

- **Mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants

Inversement la mise en est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures.
- Les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation c'est à dire l'accumulation de granulations lourdes au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance

✓ **Résistances caractéristiques à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de **28** jours f_{c28} exprimée en **MPa**

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{c_j} des bétons suit les lois suivantes :

Bétons de résistance courante :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots(1.1)$$

Bétons de haute résistance :

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots(1.2)$$

$$\text{Pour } j \geq 28 : f_{c_j} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots(1.3)$$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource. Au-delà de **28** jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

✓ **Résistances caractéristiques à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction f_{t_j} du béton à j jours est définie par :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \text{ avec } f_{c_j}: \text{résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en MPa}$$

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{c_j} < 60 \text{ MPa}$.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à **80 MPa**. La loi donnée par :

$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$ serait plus adapté.

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

❖ Essais de rupture :

▪ Essai de rupture par compression sous charge « instantanée » :

-La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de **16 cm** de diamètre et de **32 cm** de hauteur, dont l'aire de la section droite est : **B=200 cm²**

-Ainsi si **P** est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de **j** jours $f_{cj} = P/B = P/0,02$ (MPa)..... (1.4)

▪ Essais de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté **7,07 cm** et de section **50 cm²**.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit « brésilien »).

➤ Diagramme des contraint - déformations instantanées du béton - :

Le diagramme idéalisé est donné par (figure I) :

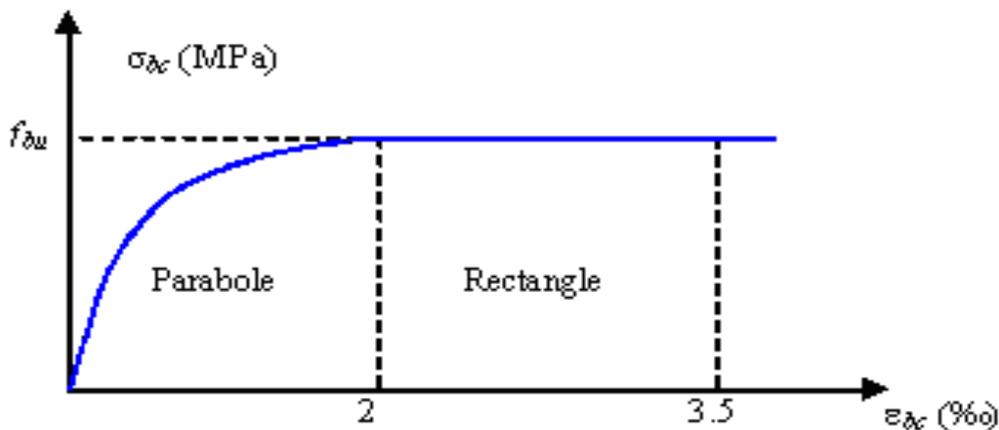


Figure I-1 : Diagramme contraint - déformations instantanées du béton

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right] \\ 2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\% \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} \dots \dots \dots (1.5) \end{cases}$$

Le diagramme de calcul donné par la figure I-1 comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_b = 2\%$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bc} = \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% < \varepsilon_{bc} < 3,5\%$
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 - { $\gamma_b = 1,5$ cas général.
 - { $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

Le coefficient de minoration de **0,85** de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à **24 heures**.

$\theta = 0,9$: Lorsque cette durée est comprise entre **1 h** et **24 h**.

$\theta = 0,85$: Lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

➤ **Diagramme rectangulaire : (B.A.E.L91 modifié 99, p81)**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

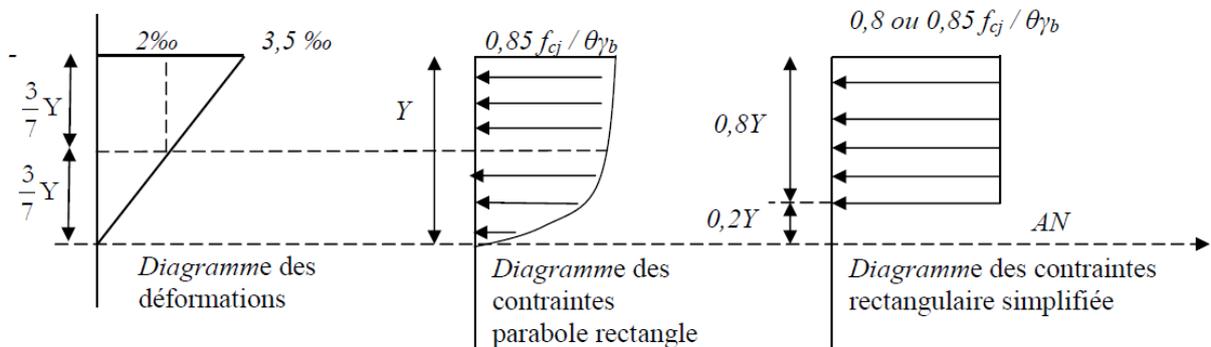


Figure I-2 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

- Sur une distance de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte a pour valeur :

- ✓ $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$: Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.
- ✓ $\frac{0,8 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$: Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

▪ **Contrainte admissible de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \text{ ou } \tau = \frac{Vu}{b d}$$

b_0 : pour la section en T et b pour la section rectangulaire.

d : hauteur utile.

✓ **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$$

✓ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

▪ **Coefficient de poisson :**

Si ε_l est la déformation relative longitudinale et ε_t la déformation relative transversale.

Le coefficient de poisson vaut : $\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$ (1.12)

Il est pris égal à :

$\nu=0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (**béton fissuré**).

$\nu=0,2$: Pour le calcul des déformations (**béton non fissuré**).

▪ **Modules d'élasticité :**

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

➤ **Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (1.13)$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (1.14)$$

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton

➤ **Module de déformation transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1+\nu)$ (1.15)
 et en simplifiant $G = 0,417 E$ (1.16)

❖ **Fluage :**

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres :

Résistance du béton, la charge appliquée, l'Age du béton au moment de l'application de la charge l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section.

Dans les calculs relatifs aux états- limites de service, la déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j=t-t_1$ à une contrainte constante σ_1 , est exprimée sous la forme:

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} k_{fl}(t_1 - t_0) f(t-t_1) \text{ ou } t_0 \text{ et } t_1 \text{ sont :}$$

t_0 = date du bétonnage, t_1 = date de mise en charge d'où :

$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{t28}$: est la déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1

k_{fl} : est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge $(t_1 - t_0)$ du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 , et $f(t-t_1)$ une fonction de la durée du chargement $(t-t_1)$, exprimée en jours qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre ε_{fl} sous la forme : $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} \phi (t_1 - t_0) f(t-t_1)$ (1.17)

ε_{ic} : est la déformation réelle instantanée : $\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{t28}$ (1.18)

$\phi = k_{fl} E_{ij} / E_{t28}$ (1.19)

Le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée dans le cas courants, on peut prendre : $\varepsilon_{fl} = \phi \frac{\sigma_1}{E_{ij}} f(t-t_1)$ (1.20)

La loi d'évolution de fluage $f(t-t_1)$ est donnée par la formule :

$$f(t-t_1) = \frac{\sqrt{t-t_1}}{\sqrt{t-t_1} + 5\sqrt{r_m}} \text{..... (1.21)}$$

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte il est admis de superposer les déformations de fluage dues à chaque variation de contrainte, sauf si certaines de ses variations sont de fortes diminutions.

❖ **Dilatation :**

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique λ est pris égal à 10^{-5} par degré C (identique à celui de l'acier).

I-3/Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration

- **Description des différents types d'aciers :**

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en quatre catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

- ✓ **Diagramme contraintes –déformations :**

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

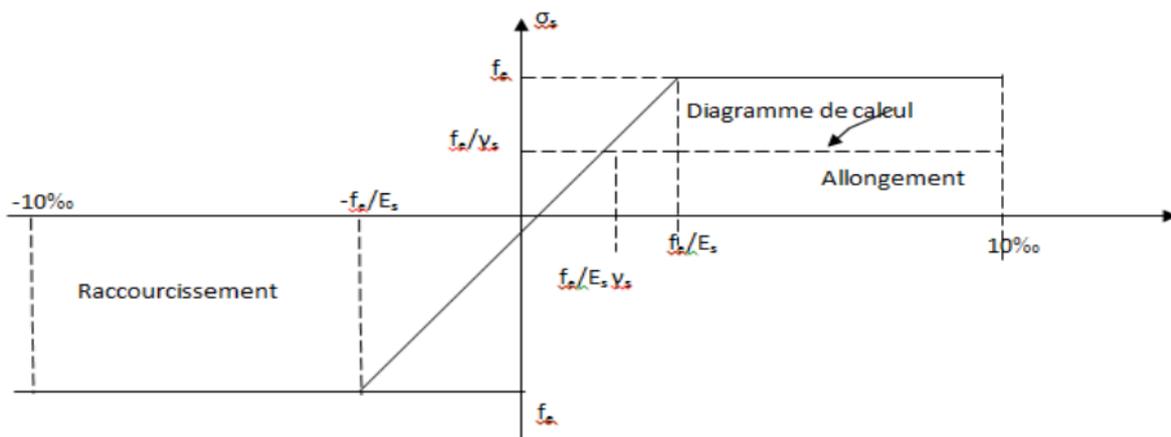


Figure I-3 : Diagramme de déformation - contrainte de calcul

Le diagramme contraintes- déformations se compose: d'une droite de pente $E_s = 200$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

- **Caractéristiques technologiques des aciers :**

Les caractères technologiques sont :

- L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage
- L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elles et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence).
- L'aptitude au soudage.

- ✓ **Aptitude de façonnage :**

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses $F_e E 235$ sont égaux

à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée

✓ **Caractères d'adhérence :**

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

❖ **Coefficient de fissuration :**

Ronds lisses $\eta = 1$

Barres HA (quel que soit le \emptyset) $\eta = 1,6$

Fils HA $\emptyset \geq 6\text{mm}$ $\eta = 1,6$

Fils HA $\emptyset < 6\text{mm}$ $\eta = 1,3$

❖ **Coefficient de scellement :**

Ronds lisses $\psi_s = 1$

Barres HA (quel que soit le \emptyset) $\psi_s = 1,6$

Fils HA (quel que soit le \emptyset) $\psi_s = 1,6$

I-4/Notion des états limites :

On distingue deux états limite de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

• **ELU :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées

✓ **Hypothèses de calcul :**

Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.

- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à **3,5%** en flexion, **2%** en compression simple
- L'allongement relatif ε_s de l'acier tendu est limité conventionnellement à **10 %**

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots **A, B, C.** (fig1.4)

• **ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

✓ **Hypothèses de calcul :**

Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.

-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est à dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$ (1.22)

-On définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\sigma = \frac{E_s}{E_b} = 15$ (forfaitairement)

I-5/ Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante : **1,35G+1,5Q**.....(1.23)

Où **G** : charge permanente **Q** : charge d'exploitation

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres **0,8G ± E** (1.24)

G+Q±E..... (1.25)

Pour les poteaux ELU et ELS

G+Q ± E (1.26)

0,8G ± E.....(1.27)

Avec **E**: l'effort sismique horizontal

- **Etat limite de service :**

La seule combinaison à considérer est : **G+Q** (1.28)

I-6/Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

-Ciment CPJ 425 : **350 kg/m³**

-Gravier Dg < 25 mm : **800 l/m³**

-Sable Dg < 5 mm : **400 l/m³**

-Eau : **175 l/m³**

- **Le Béton :**

En compression : $f_{c28} = 25$ MPA $\rightarrow \begin{cases} f_{bc} = 14,2$ MPA cas générale \\ $f_{bc} = 18,5$ MPA cas accidentelle \end{cases}

En traction : $f_{t28} = 2,1$ MPA

Contrainte limite : $\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPA

- **L'acier :**

Fe E400 $\rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348$ MPA cas générale. \\ $\sigma_s = 400$ MPA cas accidentel. \end{cases}

- ✓ **Contrainte limite :**

- Fissuration non préjudiciable : pas de limite

- Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f t_j}) = 202$ MPA

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 165$ MPA

Figure I-4 : Compte tenu de ces conditions limites en déformation, les diverses zones de diagrammes de déformation possibles sont :

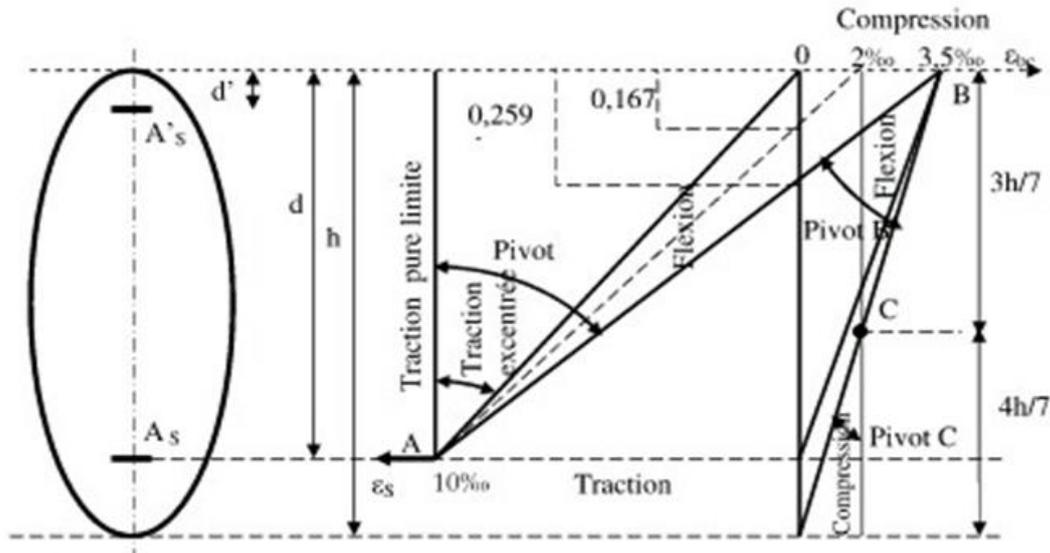


Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

Ce diagramme sera divisé en 3 domaines :

❖ **Domaine 1, Pivot A :**

Les diagrammes passent par le pivot A qui correspond à un allongement maximum de **10‰** les armatures tendues supposées concentrées en leur centre de gravité et le raccourcissement du béton ne dépasse pas **3,5‰**.

▪ **Caractérisation :**

- $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$ et $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$
- ELUR est atteint par les armatures

▪ **Modes de sollicitations et type d'éléments concernés :**

- Traction simple (tirant).
- Section entièrement tendue en flexion composée (tirant).
- Section partiellement comprimée en flexion simple ou composée (poutre ou tirant).

On distingue trois sous domaines:

- (1a) - Le béton est entièrement tendu sous la traction simple.
- (1b) - La section est dans un état de flexion composée et le béton est entièrement tendu;
- (1c) - La section est dans un état de flexion simple et le béton est partiellement comprimé.

❖ **Domaine 2, Pivot B :**

Les droites de déformation passent par le pivot **B** qui correspond à un raccourcissement du béton $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre la plus comprimée et $\epsilon_{st} \leq 10\text{‰}$ dans les aciers tendus. On distingue **3** sous domaines.

- ✓ **(2a)** - la déformation dans les aciers tendus dépasse la déformation correspondant à la limite d'élasticité. Le béton est partiellement comprimé et la section est dans un état de flexion simple ou composée.
- ✓ **(2b)** - la déformation dans les aciers tendus est un allongement qui reste inférieur à la déformation correspondant à la limite d'élasticité. Le béton est partiellement comprimé et la section est dans un état de flexion simple ou composée.
- ✓ **(2c)** - les aciers tendus subissent un raccourcissement. Les aciers ne jouent pas vraiment leur meilleur rôle dans ce cas ou l'axe neutre passe dans l'enrobage partie inutile d'un point de vue mécanique de la section).

❖ **Domaine 3, Pivot C :**

les diagrammes passent par le pivot qui correspond à un raccourcissement de **2‰** de la fibre du béton située à $(3/7) h$ de la fibre supérieure. La section est entièrement comprimée.

Chapitre II
Pré-dimensionnement des éléments et descente de
charges

II-1/ Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA** et le **RPA 99/version 2003**.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surface revenant a chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propre) et surcharge (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections déterminées on fera les calculs exacts.

II-2/Détermination de l'épaisseur du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec **L** : la portée maximale entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher

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

$$\rightarrow h_t = 21cm$$

On adopte un plancher a corps creux de hauteur $h_t = 21cm$, soit un plancher (16+5) cm

$$h_t = 21cm \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16cm : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 5cm : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

II-3/Descente de charges :

3-1/ But :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettent de trouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

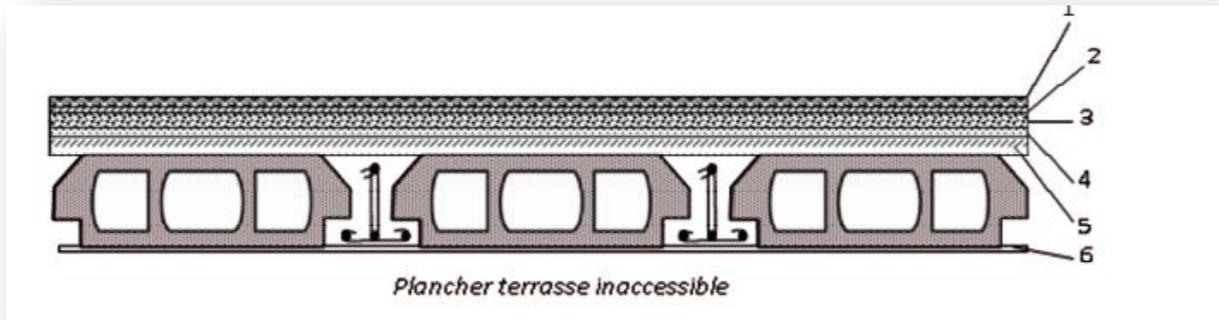
Nous allons utiliser le logiciel **SAP2000** pour la descente de charges pour connaître les charges appliquées sur chaque élément porteur.

3-2/ Action permanentes :

Ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

Les charges permanentes sont prises en compte par le logiciel par défaut.

Après avoir modélisé le bâtiment sur **sap2000.v14**, nous procédons à l'affectation des caractéristiques des matériaux pour permettre au logiciel de prendre en compte les charges permanentes spécifiées dans les catalogues.



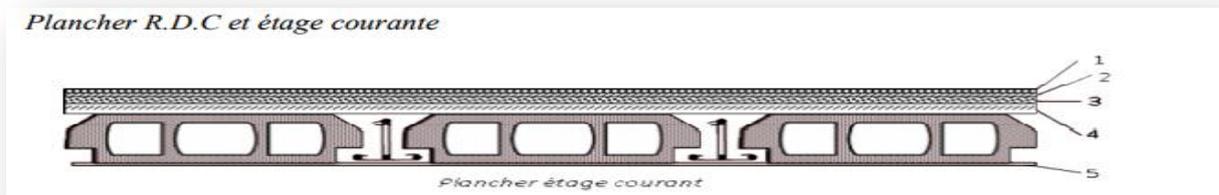
FigureII-1 : plancher terrasse inaccessible

TableauII-1 : Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux

Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	17	0,04	0,68
Etanchéité multicouche	12	0,02	0,24
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle à corps creux (16+5)	/	0 ,21	3,10
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G			G=6,58

-charge permanente (poids propre) : $G=6,58 \text{ KN/m}^2$

-surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$



FigureII-2 : plancher étage courant

Tableau II-2 : charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

Désignation	P (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher a corps creux (16+5)	/	0,21	3,10
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons intérieures	/	0,1	1
G	/	/	G=5,50

-charge permanente (poids propre) : $G=5,50 \text{ KN/m}^2$

-surcharge d'exploitation : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$ (plancher RDC + Mezzanine)

$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ (plancher 1^{er} étage (bureaux))

$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ (plancher du 2^{ème} au 8^{ème}) habitations

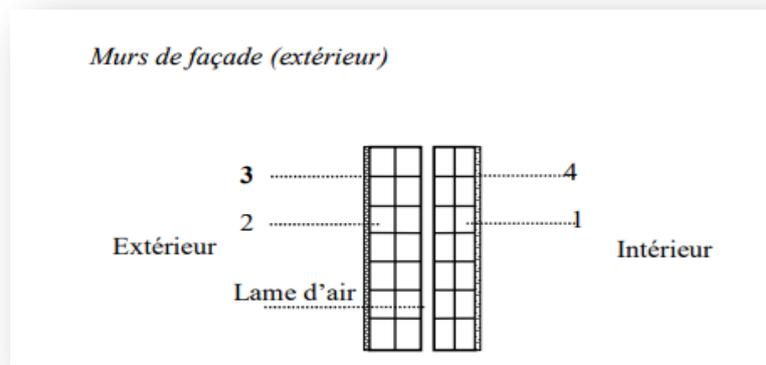


Figure II-3 : Remplissage extérieur.

Tableau II-3 : charge permanente des murs extérieurs.

Désignation	P (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment (mortier)	20	0,02	0,40
Brique creuse	0,9	0,15	1,30
Brique creuse	0,9	0,1	0,90
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G	/	/	G=2,8

II-4/ pré dimensionnement des poutres :

4-1/ poutres principales :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h_t < b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus} \end{array} \right.$$

d'appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{585}{15} = 39\text{cm} < h_t \leq \frac{585}{10} = 58,5\text{cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 45\text{cm} \\ 13,5 < b \leq 31,5 \rightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 3 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Vérification suivant le **R.P.A.99** :

-selon le **R.P.A.99** les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h=45 \geq 30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b}=1,5 < 4\text{cm} \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right. \quad \text{Donc c'est vérifier}$$

Donc on prend la section des poutres principales (**45 × 30**) cm²

4-2/ poutres secondaires :

Selon le **B.A.E.L.91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{12} \\ 0.3h_t < b \leq 0.7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{480}{15} = 32\text{cm} < h_t \leq \frac{480}{10} = 48\text{cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 35\text{cm} \\ 12 < b \leq 28 \rightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,166 < 3 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Vérification suivant **R.P.A.99** :

Selon le **R.P.A.99** les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_t \geq 30\text{cm} \quad h_t=40 \geq 30\text{cm}$$

$$b \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{on à:} \quad b=30 \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifier}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4\text{cm} \quad \frac{h_t}{b} = 1,166 \leq 4\text{cm}$$

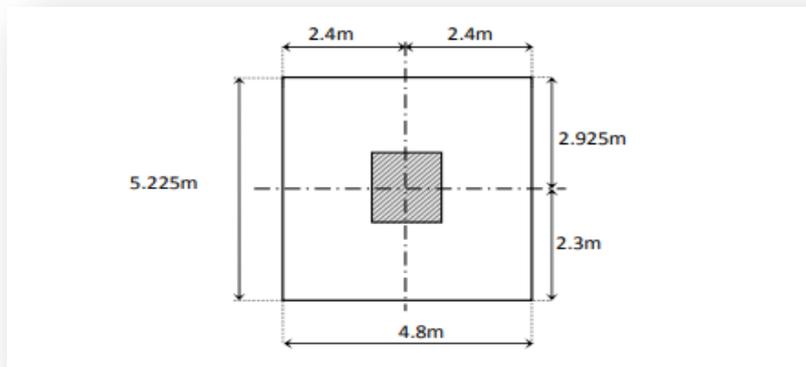
Donc on prend la section des poutres secondaires (35×30) cm²

II-5/ pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

La surface afférente est donnée par : $S=4,80 \times 5,225 = 25\text{m}^2$



FigureII-4 : La section la plus sollicité du poteau

On calcule les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanentes suivant le **R.P.A 99** (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b) } \geq 25 \text{ cm } \rightarrow (\text{zone1}) \\ \text{Min (a,b) } \geq h_c/20 \\ 1/4 < a/b < 4 \end{array} \right.$$

B.A.E.L.91:

$$\mathbf{Br} \geq \frac{B \times Nu}{f_{bc} + \frac{0,85f_e}{100\gamma_s}} \quad \text{Avec : Br : section réduite}$$

$$\mathbf{B} = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$B=0,85\left(\frac{\lambda}{1500}\right) \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour le pré dimensionnement : $\lambda = 35 \rightarrow B = 1,2$

$$Nu = P \times S \times n \quad \text{Avec : } P = 1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ KN/m}^2 \text{ (loi de régression)}$$

$$S = 25 \text{ m}^2$$

$$n = 10 \text{ (nombre du plancher)}$$

$$Nu = 1 \times 25 \times 10 \rightarrow Nu = 250 \text{ t} = 2,5 \text{ MN}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 2,5}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \rightarrow Br = 1604,195 \text{ cm}^2$$

On suppose que le Poteau est carré donc $a = b$

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

$$Br = (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq 40,07 \text{ cm} \rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$$

Calcul de la section :

D'après **RPA 99**

$$\frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 30 \quad \text{Avec } B: \text{ section de poteau}$$

Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants :

Poteau de rez de chaussé (n=10)

$$B \geq \frac{Nu}{0,3 \times f_{c28}} = \frac{1,10^{-2} \times 25 \times 10}{0,3 \times 25} = 3333,33 \text{ cm}^2 \rightarrow b = a \geq \sqrt{3333,33} = 57,73 \text{ cm}$$

Soit un Poteau **RDC** de **(50 × 50) cm²**

Vérification des conditions du **RPA 99 (version 2003)**

$$\left[\begin{array}{l} \text{Min}(a,b) = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(a,b) = 60 \text{ cm} > h_c/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Vérifié} \\ 1/4 < a/b = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Vérification du poteau au flambement (Critère de stabilité B.A.E.L.91) :

a. Le moment d'inertie (I) :

$$I_x = I_y = a \times b^3 / 12 = a^4 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$$

b. Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \quad \text{Avec } B = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow i_x = i_y = 17,32 \text{ cm}$$

c. Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec } l_f = 0,7 \times l_0 \text{ (cas général)}$$

$$\rightarrow l_0 = h_e = 3,06 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{214,2}{17,32} \rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \mathbf{12,37}$$

On a : $\lambda_x = \lambda_y = 12,37 < 50$ donc le flambement est vérifié

Tableau II-4 : récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux

Niveau x	n	L ₀	a(cm)	b(cm)	Nu(MN)	I _x ,I _y (cm)	i _x ,i _y (cm)	λ _x ,λ _y (cm)
RDC	10	3,06	50	50	2,5	1,08×10 ⁶	17,32	12,38
1 ^{er}	9	3,06	45	45	2,25	7,625×10 ⁵	15,88	13,51
2 ^{eme}	8	3,06	45	45	2	7,625×10 ⁵	15,88	13,51
3 ^{eme}	7	3,06	45	45	1,75	5,208×10 ⁵	14,43	14,86
4 ^{eme}	6	3,06	45	45	1,50	5,208×10 ⁵	14,43	14,86
5 ^{eme}	5	3,06	35	35	1,25	3,417×10 ⁵	12,99	16,51
6 ^{eme}	4	3,06	35	35	1	3,417×10 ⁵	12,99	16,51
7 ^{eme}	3	3,06	35	35	0,75	2,133×10 ⁵	11,55	18,57
8 ^{eme}	2	3,06	35	35	0,5	2,133×10 ⁵	11,55	18,57
9 ^{eme}	1	3,06	30	30	0,25	1,25×10 ⁵	10,10	21,21

II-6/Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA 99**, les voiles servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception)

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : **L** : portée du voile **e** : épaisseur du voile

L'article 7.7.1 RPA 99 «l'épaisseur minimale est de **15 cm** » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées a la figure ci-dessous

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right.$$

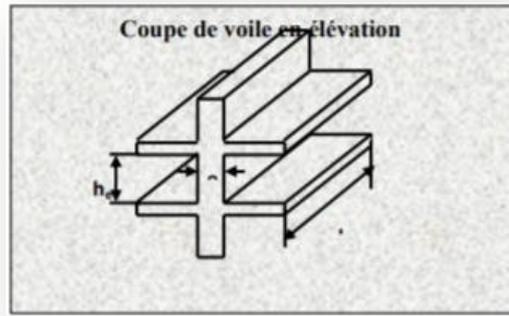


Figure II-5 : La coupe de voile en élévation

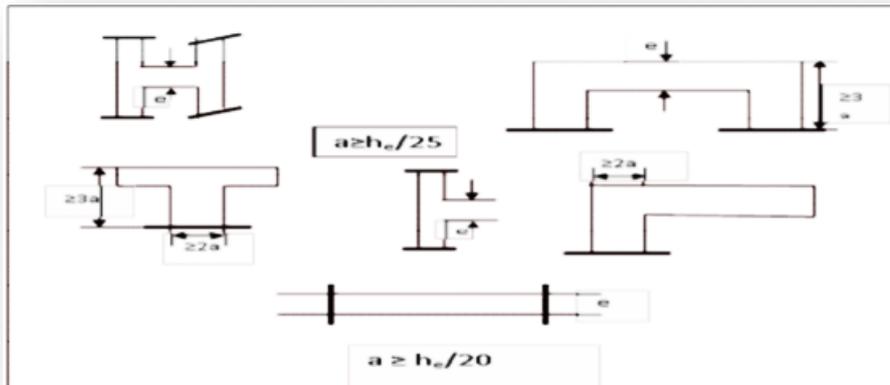


Figure II-6: Les coupes de voiles

Donc en satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles (} a_{\min} = 15 \text{cm)} \\ h_e : \text{hauteur d'étage (3,06m)} \\ a \geq 306/20 \rightarrow a \geq 15,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $a=25\text{cm}$ Du RDC au dernier niveau

TableauII-5 : récapitulatif du pré dimensionnement des éléments

Niveaux	Poutres principales	Poutres secondaires	poteaux	Voiles (épaisseur)(cm)
RDC	45×30	35×30	50×50	25
1 ^{er}	45×30	35×30	45×45	25
2eme	45×30	35×30	45×45	25
3eme	45×30	35×30	45×45	25
4eme	45×30	35×30	45×45	25
5eme	45×30	35×30	35×35	25
6eme	45×30	35×30	35×35	25
7eme	45×30	35×30	35×35	25
8eme	45×30	35×30	35×35	25
9eme	45×30	35×30	30×30	25

Chapitre III

Etude de l'acrotère

III-1/Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculée comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée à la condition du **RPA99 V2003**.

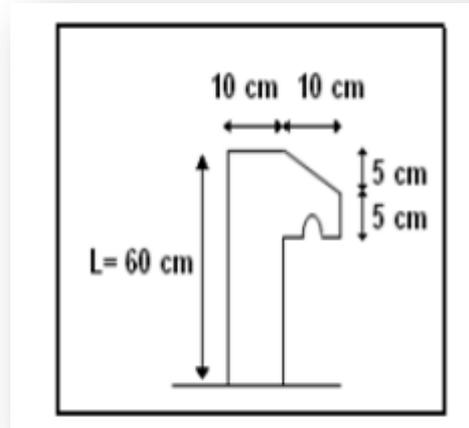


Figure III-1 : acrotère

III-2/Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

III-3/Etude de l'acrotère terrasse inaccessible :

3-1/Poids propre de l'acrotère :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{ml.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml.}$$

3-2/l'action du vent F_p :

D'après le RPA99 V2003 :

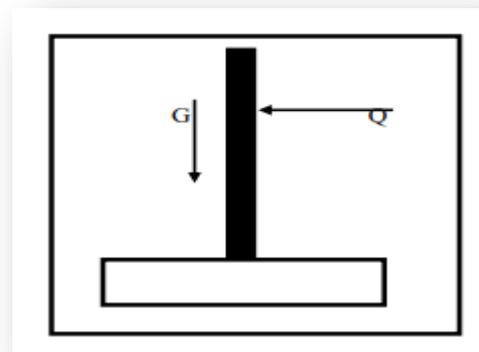
$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0,1 \Rightarrow$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 168,75 \text{ Kg/ml} \Rightarrow$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN} \Rightarrow$ facteur de la force

Figure III-2: les actions appliquer sur l'acrotère horizontale.



$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml.}$$

$$\rightarrow G = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

→ $Q=0,54 \text{ KN/ml}$.

3-3/ Combinaison d'action :

Le calcul se fait par rapport a l'encastrement :

E.L.U :

$M_U=1,35M_G+1,5M_Q$ avec $M_G=0$

$M_U=1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_U=1,5 \times 0,54 \times 0,6=0,486 \text{ KN.m}$

$N_U=1,35G \rightarrow N_U=1,35 \times 1,6875 \text{ } N_U=2,278 \text{ KN}$

E.L.S :

$M_S=M_G+M_Q$ avec $M_S=0,54 \times 0,6=0,324 \text{ KN.m}$

$M_S=(Q \times L) \rightarrow M_S=0,54 \times 0,6=0,324 \text{ KN.m}$

$N_S=G \rightarrow N_S=1,6875 \text{ KN}$.

3-4/ Calcule de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{0,486}{2,2781} \rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$

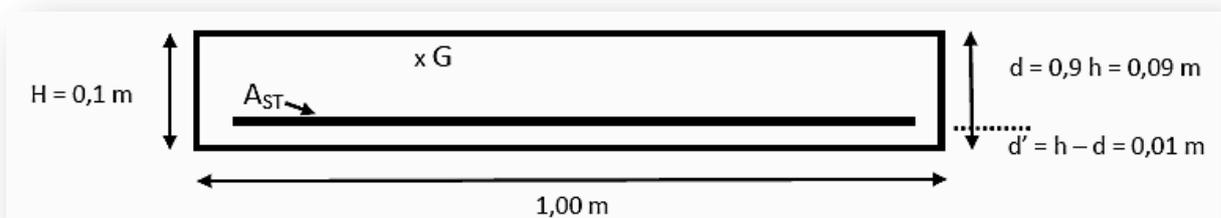
$\frac{h}{6} = \frac{10}{3} = 1,67 \text{ cm}$

$e > 1,67 \text{ cm}$

la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3-5/ Détermination du ferrailage :

E.L.U :



FigureIII-3 : section de calcul du ferrailage

$$d=0,9 \times h \rightarrow d = 0,09m.$$

$$d'=0,1 - 0,09 \rightarrow d'=0,01m.$$

si la section est partiellement comprimée :

$$fbc = \frac{0,85 \times fc28}{\gamma b} \rightarrow fbc = 14,17Mpa.$$

• **Moment de flexion fictif(Ma) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_a = 0,486 + 2,2781 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_a = 57,71.10^{-5} MN.m$$

• **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot fbc} \rightarrow \mu = \frac{57,71.10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} \rightarrow$$

$$\mu = 0,005$$

$$\text{On a } \mu < \mu_r \rightarrow 0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 6,26.10^{-3} \rightarrow z = 0,0898m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,83 Mpa.$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{57,71.10^{-5}}{0,0898} - 227,81.10^{-5} \right)$$

$$A_{st} = 0,11926 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23b \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe} = 1,087 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2. \quad A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

E.L.S :

• **Vérification des contraintes :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns.y}{s}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ns(d-y)}{s}$$

$n=15$: c'est le coefficient d'équivalence acier-béton.

$M_s=0,324 \text{ KN.m}$; $N_s=1,6875 \text{ KN}$.

$$e = \frac{Ms}{Ns} \rightarrow e = \frac{0,325}{1,6875} \rightarrow e = 0,192 \text{ m}$$

$$p = -3\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6nAst}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e\right) \quad p = -0,05629 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nAst}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 \quad q = 0,0047 \text{ m}^3$$

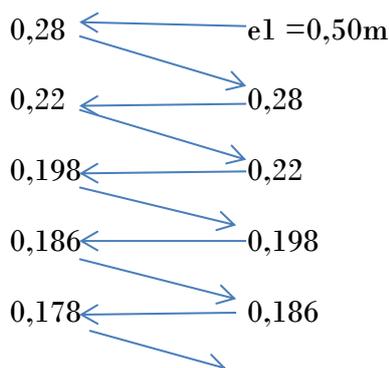
• **Méthode des itérations successives :**

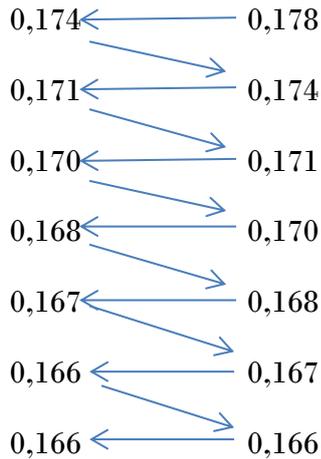
On a :

$$e_1 = \frac{e_1^3 - q}{p} \dots\dots\dots$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots\dots\dots$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5 \text{ m}$





On prend la valeur de : $e_1=16,6\text{cm}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 2,4\text{cm}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \times Ast(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,024^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4}(0,09 - 0,024)$$

$$S = 0,000089 \text{ m}^3.$$

• **Calcul des contraintes :**

❖ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns \cdot x}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \cdot 10^{-5} \cdot 0,024}{89 \cdot 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa}$$

❖ **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ns(d-x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{168,75 \cdot 10^{-5} (0,09 - 0,024)}{89 \cdot 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa}$$

• **Calcul des contraintes admissibles :**

❖ **Béton :**

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

❖ **Acier :**

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times ft28}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable avec } \eta=1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

• **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa.} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptable pour les armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2.$

L'espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

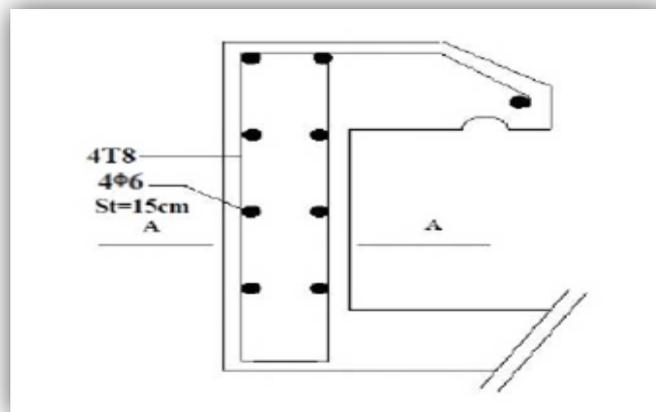


Figure III-4 : ferrailage de l'acrotère

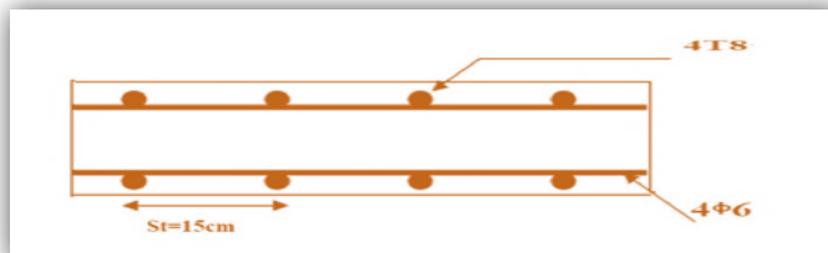


Figure III-5 : coupe A-A de l'acrotère

Chapitre IV

Etude du Plancher

IV-1/introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol: ils assurent deux fonctions principales :

=>**fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.

=>**fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte plancher a corps creux le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV-2/ Etude des poutrelles :

2-1/ Dimensionnement des poutrelles :

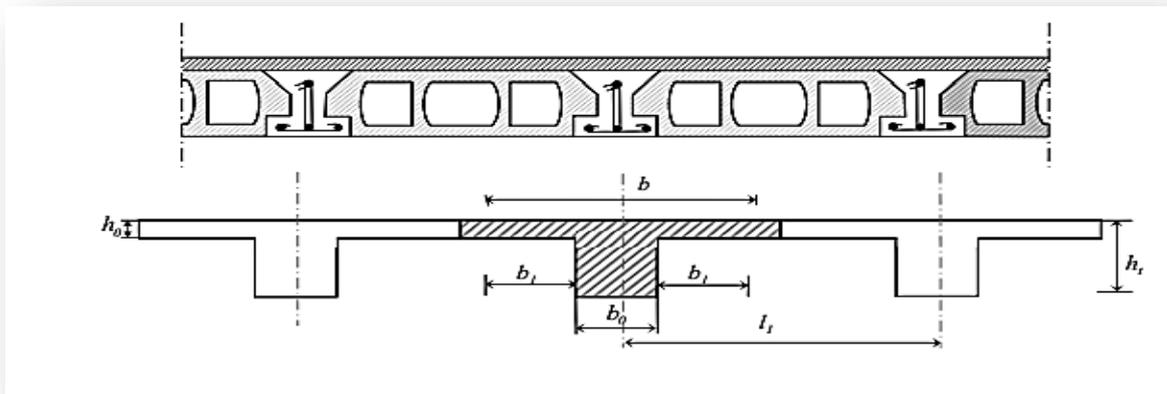


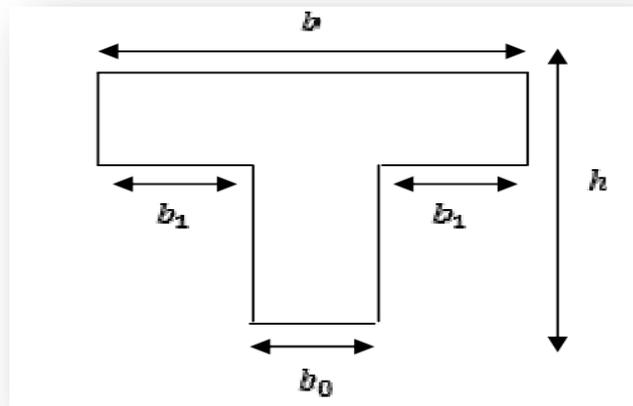
Figure IV-1 : schéma d'un plancher à corps creux

-les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

-les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages (ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.)

Dans notre structure on a un seul type de plancher « plancher à corps creux » (dimensionner dans le chapitre précédent)

Un plancher à corps creux $ht=21\text{cm}$: $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{corps creux} \\ 5\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$



FigureIV-2 : coupe a-a d'une poutrelle

Donc on a des poutrelles de : $\left\{ \begin{array}{l} ht=21\text{cm} \\ b_0=12\text{cm} \\ h_0=5\text{cm} \end{array} \right.$

-les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

2-2/ calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$L=4,8\text{cm} \quad l_1=65\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{(l-b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \end{array} \right.$$

$$\leq b_1 \leq 8h$$

0

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right. \implies \text{on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm} \implies b = 2(26,55) + 12 = 65 \text{ cm} \implies$$

$$24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

2-3/ Evaluation des charges sur les poutrelles :

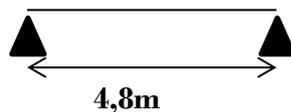
Tableau IV-1 : les charges

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	E.L.U(KN/ml) qu=(1,35G+1,5Q)×0,65	E.L.S(KN/ml) qs=(G+Q)×0,65
p. Terrasse inaccessible	6,58	1	6,75	4,93
p. Etage courant RDC	5,50	3,5	8,24	5,85
p. 1 ^{er} étage	5,50	2,5	7,26	5,2
p. 2 ^{eme} .3.4.....9 ^{eme}	5,50	1,5	6,28	4,55

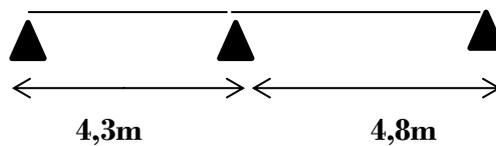
2-4/ différentes types des poutrelles :

Mezzanine :

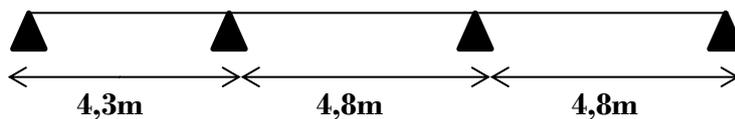
- Type1 :



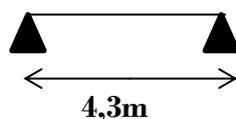
- Type2 :



- Type3

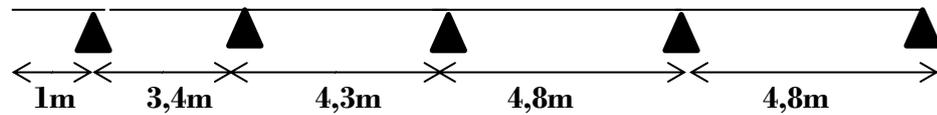


- Type4 :

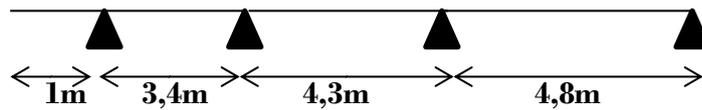


Etage courant et terrasse :

- Type5 :



- Type6 :



2-5/ Calcul des poutrelles :

1^{ere} méthode: Méthode forfaitaire :

a/Condition d'application :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration Non préjudiciable.

b/Application de la méthode :

*Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travées M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + (M_d + M_g)/2 \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \quad \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \quad \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- ✓ $0,6M_0$ Pour une poutre a deux travées
- ✓ $0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées
- ✓ $0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées

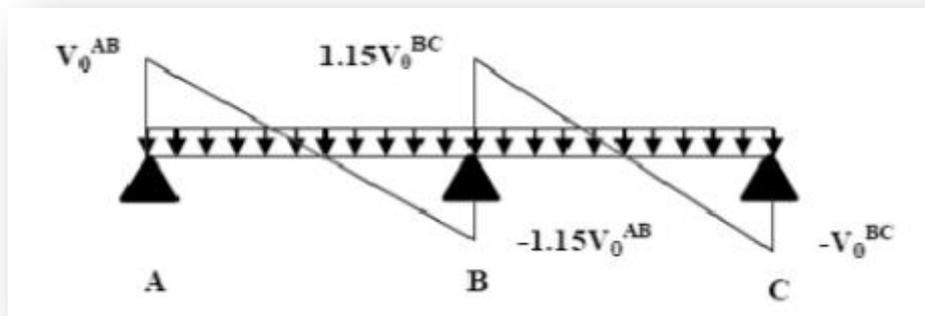
Avec M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (Travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré et

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

Le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges non pondérées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (Pas de ferrailage) seulement le **B.A.E.L.91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif.

***Evaluation de l'effort tranchant :**



FigureIV-3 : Evaluation de l'effort tranchant

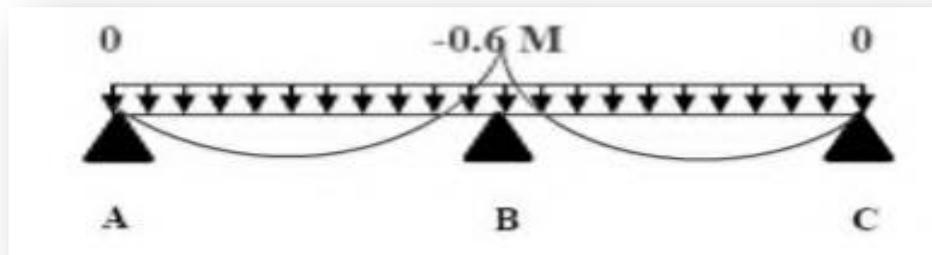
On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

-15% si c'est une poutre à deux travées

-10% si c'est une poutre à plus de deux travées

Exemple de calcul :

2eme type : Poutrelle sur trois appuis



FigureIV-4 : Moment en travée

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min}(2 \times 4,25 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$Vérifié
- ✓ $I = \text{constant}$Vérifié
- ✓ F.N.P.....Vérifié
- ✓ $L_i/L_{i+1} = 4,3/4,8 = 0,9$ m inclus dans $[0,8 ; 1,25]$Vérifié

On a , $G = 4,25 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$, entre axe poutrelle $b = 65 \text{ cm}$

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 7,26 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,3125$$

Travée 0-1 : ($L = 4,3 \text{ m}$)

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 16,77 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0,2M_0 = 2,85 \text{ KN.m} \\ M_d = 0,6M_0 = 8,55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \rightarrow M_t \geq 9,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$14,97 \text{ KN.m} < 15,84 \text{ KN.m}$ Condition non vérifié

On augmente M_t : $M_t = 10,2 \text{ KN.m}$

15,9KN.m > 15,84KN.m Condition vérifié

$$T = \frac{qu \times l}{2}$$

$$T = \frac{6,17 \times 4,3}{2} \rightarrow T = 13,26KN.$$

Travée 1-2 : (L=4,8m)

$$M_0 = 17,77KN.m$$

$$\begin{cases} M_g = 0,6M_0 = 10,66KN.m \\ M_d = 0,2M_0 = 3,55KN.m \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \rightarrow M_t \geq 11,55KN.m$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$$

18,65KN.m < 19,74 KN.m Condition non vérifié

On augmente :

$$M_t = 0,7M_0 = 12,44KN.m$$

$$\begin{cases} M_g = 0,63M_0 = 11,19KN.m \\ M_d = 0,3M_0 = 5,33KN.m \end{cases}$$

20,7KN.m > 19,74KN.m Condition vérifié

$$T = \frac{qu \times l}{2}$$

$$T = \frac{6,17 \times 4,8}{2} \rightarrow T = 14,81KN.$$

Donc a L'ELU on a :

$$M_{t \max} = 12,44 KN.m$$

$$M_{a \max} = 11,19 KN.m$$

$$T_{\max} = 14,81 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_s = (G+Q) \times b = 4,39 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,37$$

Travée 0-1 : L=4,3m

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 10,15 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0,2M_0 = 2,03 \text{ KN.m} \\ M_d = 0,6M_0 = 6,09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \rightarrow M_t \geq 6,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$$

$$10,66 \text{ KN.m} < 11,28 \text{ KN.m} \quad \text{Condition non vérifié}$$

On augmente :

$$M_t = 0,65M_0 = 6,60 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_d = 0,65M_0 = 6,60 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3M_0 = 3,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$11,42 \text{ KN.m} > 11,28 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$T = \frac{q_s \times l}{2}$$

$$T = \frac{4,39 \times 4,3}{2} \rightarrow T = 9,44 \text{ KN.}$$

Travée 1-2 : (L=4,8m)

$$M_0 = 12,64 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0,6M_0 = 7,58 \text{ KN.m} \\ \hline \end{array} \right.$$

$$M_d = 0,2M_0 = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 8,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$$

$$13,27 \text{ KN.m} < 14,04 \text{ KN.m} \quad \text{Condition non vérifié}$$

On augmente :

$$M_t = 0,65M_0 = 8,22 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0,65M_0 = 8,85 \text{ KN.m} \\ M_d = 0,3M_0 = 3,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$14,23 \text{ KN.m} > 14,04 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$T = \frac{qs \times l}{2}$$

$$T = \frac{4,39 \times 4,3}{2} \rightarrow T = 10,54 \text{ KN}$$

Donc a L'ELS on a :

$$M_{t \max} = 8,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 8,85 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 10,54 \text{ KN}$$

Tableau IV-2 : Récapitulatif de M max et T max

NIVEAUX DES PLANCHERS	TYPE DES POUTRELLES	ELU			ELS		
		M _{MAX} (KN.m)		T _{MAX} (KN)	M max (KN.m)		T _{MAX} (KN)
		APPUI	TRAVÉE		APPUI	TRAVÉE	
Mezzanine	TYPE 1	0	14,216	14,81	0	10,11	14,81
	TYPE 2	11,19	12,44	14,81	8,85	8,22	11,54
	TYPE 3	13,33	11,55	14,81	9,48	8,22	10,54
Etage courant	TYPE 5	7,48	9,57	12,46	8,07	6,89	8,97
	TYPE 6	8,22	10,456	12,46	5,385	7,539	8,97
Terrasse	TYPE 5	12,86	10,48	16,24	9,36	7,61	11,81

2-6/ Ferrailage des poutrelles :

$$d=0,9 \times h_t$$

$$d=0,9 \times 21 \Rightarrow d=18,9\text{cm}$$

1-E.L.U :

a) En travée :

$$M_{ut \max} = 12,44 \text{KN.m}$$

$$= 0,01244 \text{MN.m}$$

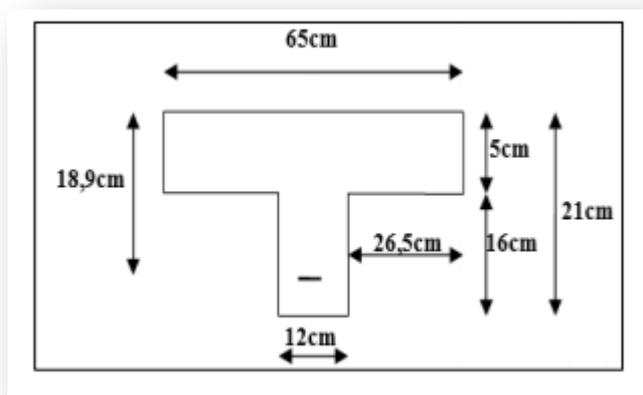
Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

Figure IV-5 : représentation des dimensions de la poutrelle

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2)$$

$$\rightarrow M_t = 0,0755 \text{MN.m}$$



On a :

$$M_t > M_{u \max}$$

Donc :

-L'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

*** Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mut}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{12,44 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,038 < 0,189$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,038 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ section a simple armature.(b× h)

***section d'armature :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,038)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,048)$$

$$\rightarrow z = 0,185m$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \rightarrow \gamma_s = 1,5 ; fe = 400Mpa$$

$$A_{st} = \frac{Mut}{z \times \sigma_{st}} = \frac{12,44 \times 10^{-3}}{0,185 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 1,93 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow donc on adopte : $A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

b) en appuis :

$$M_{u \max} = 11,19 \text{ KN.m} = 0,01119 \text{ MN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire.(b₀ x h)

***Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mua}{b_0 \times d^2 \times fbc} = \frac{11,19 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,184 < 0,189$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u=0,184 < \mu_r=0,392 \Rightarrow$ section a simple armature.

***section d'armature :**

$$**\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,184)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,256$$

$$**z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \cdot 0,256)$$

$$\rightarrow z = 0,170\text{m}$$

$$**A_{st} = \frac{Mut}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11,19 \times 10^{-3}}{0,170 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 1,89\text{cm}^2$$

\Rightarrow donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 1T10 + 1T12 = 0,79\text{cm}^2 + 1,13\text{cm}^2 = 1,92\text{cm}^2$

$$1T16 = 2,01\text{cm}^2$$

■ Condition de non fragilité :

$$A_{St \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f_e} \quad \text{avec } ft28 = 0,6 + 0,06(fc28) = 2,1\text{Mpa}$$

$$A_{St \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{St \text{ min}} = A_{appui} + A_{Travé} = 1,92 + 2,26 = 4,18\text{cm}^2 > 1,48\text{cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A > 1,48\text{cm}^2).$$

2-E.L.S :

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

a) En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{12,44}{8,22} = 1,51 \rightarrow \alpha = 0,5 \quad \text{avec } \alpha(\text{travé}) = 0,048$$

$$\alpha_{travé} = 0,048 \leq 0,5 \quad C.V$$

b) En appuis :

$$c) \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{11,19}{8,85} = 1,26 \rightarrow \alpha = 0,38 \quad \text{avec } \alpha(\text{travé}) = 0,256$$

$$d) \alpha_{travé} = 0,256 \leq 0,38 \quad C.V$$

3- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d} = \frac{0,01481}{0,12 \times 0,189} \rightarrow \tau_u = 0,65 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

4- Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l\right) \rightarrow \phi t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) \rightarrow \phi t \leq \min(0,6; 1,2; 1,2)$$

$$\phi_t = \phi 6 \text{ mm}$$

5- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A99 V2003 on a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_{1 \text{ min}}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 30, \text{ cm}; 12 \times 1,2\right) \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq \frac{21}{2} \rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

7- Vérification au glissement :

$$T_u \max - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \text{ avec : } Mu = 11,19 \text{ KN.m et } Tu \max = 14,81 \text{ KN}$$

$$14,81 - \frac{11,19}{0,9 \times 0,189} = -50,97 < 0 \quad \text{C.V}$$

8- Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \text{ avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm ou } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour notre cas : } L = 4,8 \text{ m} \rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,0096 \text{ m}$$

❖ Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15,2,26 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 0,00053 \text{ m}^4$$

$$\lambda i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)} \text{ avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \rightarrow \varphi = 0,00996$$

Donc $\lambda_i = 4,13$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \varphi \times \sigma_s + ft28} \rightarrow \mu = 0,769$
- $I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \rightarrow I_{fi} = 0,00014 m^4$
- $\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{8,22 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \times 0,00014} \rightarrow \frac{1}{\gamma} = 0,00182$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ Mpa}$.

Donc :

$$f = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,8^2}{10} \times 0,00182$$

$$\rightarrow f = 0,0042 m < f_{admissible} = 0,0096 \text{ C.V}$$

8- Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\emptyset 5mm$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armature parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$Fe = \begin{cases} 500 \text{ Mpa} \\ A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e} \text{ avec } L = 65 \text{ cm} \text{ donc: } A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml.} \end{cases}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc : on adopte un treillis soudé de $\emptyset 5$ et un espacement $(15 \times 20) \text{ cm}^2$.

9- Arrêt des armatures principales :

D'après le **B.A.E.L91**, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

- $\frac{L}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas a une travée de rive .

- $\frac{L}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

10- L'ancrage des armatures :

- Contraintes limite d'adhérence (τ_{su}) :

La longueur d'ancrage c'est la longueur nécessaire pour équilibrer la force axiale exercée sur la barre sur cette longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj}$$

Avec ψ_s coefficient d'ancrage ($\psi = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence).

$$\rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) \rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ Mpa}$$

- Longueur de scellement droit (l_s) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \rightarrow l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm} \rightarrow$$

on prend : $l_s = 43 \text{ cm}$

- Ancrage par courbure des barres tendues :

Rayon de courbure :

-On adopte un croche à 90° : $\{\alpha = 1,87 ; \beta = 2,19\}$

$$r \geq 5,5\phi \rightarrow r \geq 5,5 \cdot 1,2 \rightarrow r \geq 6,6 \text{ cm}$$

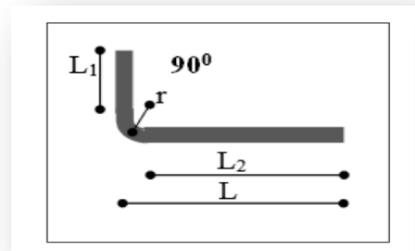


Figure IV- 6 : Ancrage

$\rightarrow r = 6,6 \text{ cm}$ (rayon de courbure).

$$L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$\rightarrow L_1 = 12 \text{ cm}$

$$L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \rightarrow L_2 = 43 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6$$

$\rightarrow L_2 = 6 \text{ cm}$

$$L = L_2 + r + \phi/2 = 6 + 6,6 + 1,2/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$\rightarrow L = 13,2 \text{ cm}$

TableauIV-3 : Récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelles

poutrelle	Type	Ferrailage calculé Max (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement
		travée	Appui	Travée	Appui		
Mezzanine	Type1	2,22	0,99	2T12 =2,26	1T12 =1,13	Ø6	Zone nodale=5 Zone courante=10
	Type2	1,93	1,89	2T12 =2,26	1T10+1T12 =1,92	Ø6	
	Type3	1,78	2,32	2T12 =2,26	2T14 =3,08	Ø6	
Etage courant	Type5	1,48	1,22	2T12 =2,26	1T10+1T12 =1,92	Ø6	z.n=5 z.c=10
	Type6	1,62	1,35	1T16 =2,01	1T10+1T12 =1,92	Ø6	
Terrasse	Type5	1,62	2,226	2T12 =2,26	2T14 =3,08	Ø6	z.n=5 z.c=10

Remarque : le calcul du type de poutrelle sur la terrasse a été établi par la méthode de caquot pour la détermination des moments max et effort tranchants max

Chapitre V
Etude des escaliers

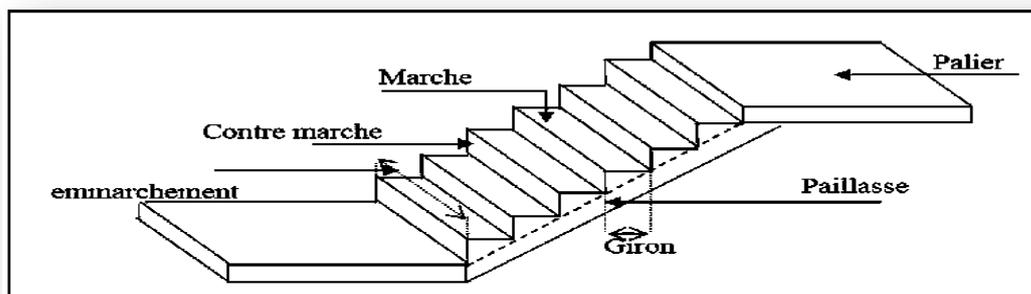
V-1/Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

V-2/Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche «g» s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche «h», le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffré

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon, la projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



FigureV-1 : schéma d'un escalier

V-3/Pré dimensionnement Des Escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

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

Avec:

- ✓ **h** : hauteur de la marche (contre marche).
- ✓ **g** : largeur de la marche

$$H = n \times h \longrightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1).g \longrightarrow g = L / (n-1).$$

- ✓ **H** : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.
- ✓ **n**: nombre de contre marches.

✓ **L** : projection horizontale de la longueur totale de la volée **L = (n-1) g**

On prend : **2h+g=64 cm**

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : **m=64** et **H=306/2=153cm** et **L=240cm**

Donc l'équation (1) devient : **64n²-610n+306=0**

La solution de l'équation est : **n=9 contre marches**

g : le giron, on adopte **g=30 cm**

Alors, $29 \leq 2h \leq 36 \text{ cm} \rightarrow h=17\text{cm}$

Etude d'un type d'escalier (d'une seule volée) :

✓ **La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = (n-1)g$$

$$L = (13-1)0,3 \rightarrow L=3,6\text{m}$$

✓ **L'inclinaison de la paillasse :**

L'inclinaison de la paillasse par rapport a l'horizontale est représenté par :

$$\text{tag } \alpha = \frac{2,21}{3,6} = 0,61 \rightarrow \alpha = 31,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.85$$

✓ **Epaisseur de la paillasse (ep):**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{360}{30 \times 0,85} \leq e \leq \frac{360}{20 \times 0,85} \rightarrow 14,12 < e < 21,18\text{cm}$$

On prend: **ep=15 cm**

✓ **Epaisseur de palier (ev) :**

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{360}{20} \leq e \leq \frac{360}{15} \rightarrow 18 < e < 24\text{cm}$$

On prend : **ev=18 cm**

V-4/Evaluation des charges et des surcharges :

- **Paillasse :**

TableauV-1 : Descente des charges de paillasse

N°	Désignation	ep(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	17	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical (ep×22×h/g)	0,02	22	0,25
5	Mortier de ciment vertical (ep×20×h/g)	0,02	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse (ep×25/cosα)	0,12	25	3,46
7	Poids propres des marches h/2×22	/	22	1,87
8	Garde corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10	0,2

-charge permanente : **G=7,29KN/m²**

-Surcharge : **Q=2,5 KN/m²**

$$Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q).1\text{m} = 13,59\text{KN/ml}$$

$$Q_{s1} = (G + Q).1\text{m} = 9,79\text{KN/ml}$$

- **Pallier :**

Tableau V-2 : Descente des charges de palier

N	Désignation	ep(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier ep×25	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,20	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,1	0,2

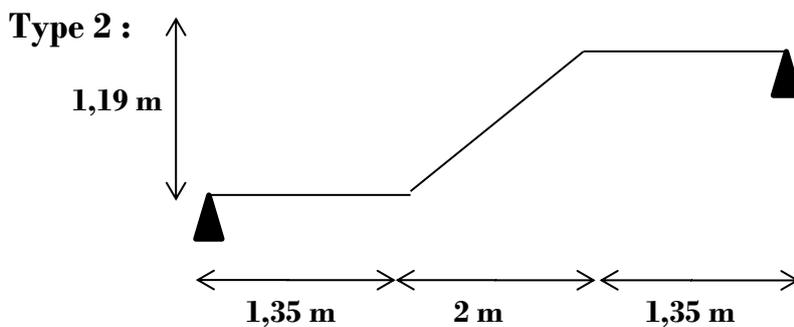
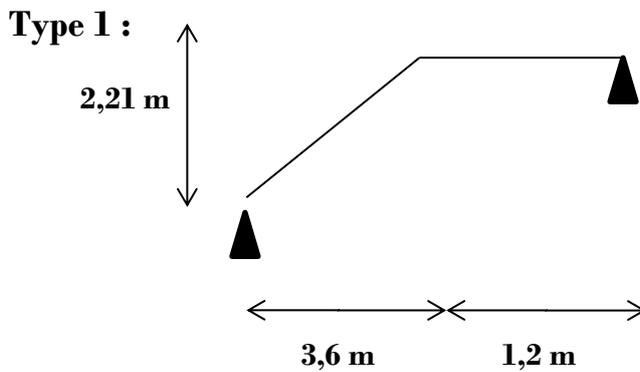
-charge permanente : $G=5,13\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{ KN/m}^2$

$$Q_{u2} = (1,35G+1,5Q).1\text{m}=10,67\text{KN/ml}$$

$$Q_{s2}=(G+Q).1\text{m}=7,63\text{KN/ml}$$

V-5/ Les types d'escaliers :



V-6/ Calcul des sollicitations :

Calcul a ELU :

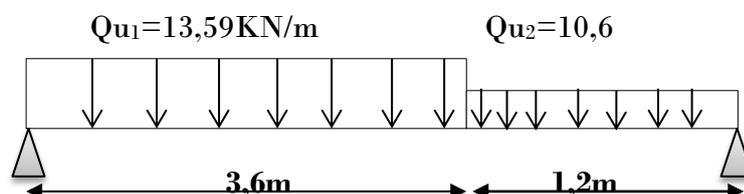


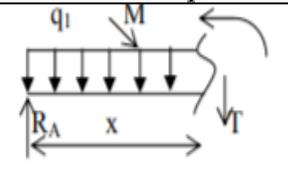
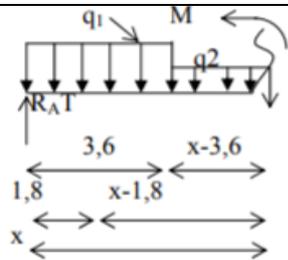
Figure5-2 : schéma statique d'un escalier

$$\sum F/y=0 \rightarrow R_A + R_B = (13,59 \times 3,6) + (10,67 \times 1,2) \rightarrow R_A + R_B = 61,73 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/y}=0 \rightarrow -R_A \times 4,80 + (13,59 \times 3,6 \times 3) + (10,67 \times 1,2 \times 0,6) = 0 \rightarrow R_A = 32,18 \text{ KN}$$

Donc : $R_B = 61,73 - 32,18 = 29,55 \text{ KN}$

TableauV-3 : Calcul des sollicitations a ELU

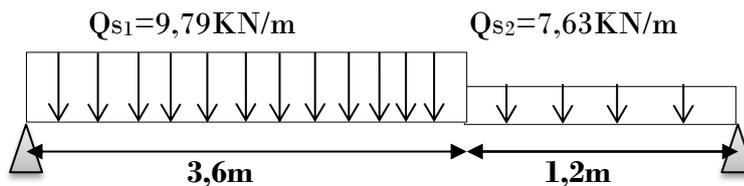
Distance	Schéma statique	Effort Tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 3,6\text{m}$		$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$ $T(x) = 0 \rightarrow x = 2,36\text{m}$ $T(0) = 32,18 \text{ KN}$ $T(3,6) = -16,74 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot x^2 / 2$ $M(x=2,36) = 38,09 \text{ KN}$ $M(0) = 0$ $M(3,6) = 27,78 \text{ KN.m}$
$3,6 \leq x \leq 4,8\text{m}$		$T(x) = R_A - 3,6q_{u1} - q_{u2}(x-3,6)$ $T(3,6) = -16,74 \text{ KN}$ $T(4,8) = -29,55 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot 3,6 \cdot (x-1,8) - q_{u2}(x-3,6)^2 / 2$ $M(3,6) = 27,78 \text{ KN.m}$ $M(4,8) = 0$

Donc : $M_{\max} = 38,09 \text{ KN}$

$$M_T = 0,85 M_{\max} = 0,85(38,09) = 32,38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_{\max} = 0,5(38,09) = 19,045 \text{ KN.m}$$

Calcul a ELS :

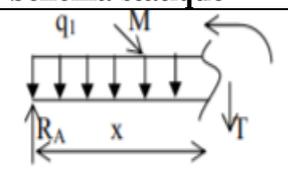
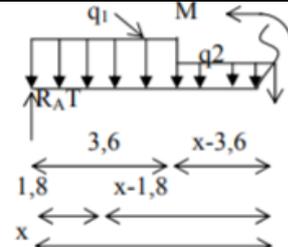


$$\sum F/y=0 \rightarrow R_A + R_B = (9,79 \times 3,6) + (7,63 \times 1,2) \rightarrow R_A + R_B = 44,4 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/y}=0 \rightarrow -R_A \times 4,80 + (9,79 \times 3,6 \times 3) + (7,63 \times 1,2 \times 0,6) = 0 \rightarrow R_A = 23,17 \text{ KN}$$

Donc : $R_B = 44,4 - 23,17 = 21,23 \text{ KN}$

Tableau V-4 : Calcul des sollicitations a ELS

Distance	Schéma statique	Effort Tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 3,6\text{m}$		$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$ $T(x) = 0 \rightarrow x = 2,36\text{m}$ $T(0) = 23,17\text{KN}$ $T(3,6) = -12,07\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$ $M(x=2,36) = 27,42\text{KN}$ $M(0) = 0$ $M(3,6) = 19,97\text{KN.m}$
$3,6 \leq x \leq 4,8\text{m}$		$T(x) = R_A - 3,6q_{s1} - q_{s2}(x-3,6)$ $T(3,6) = -12,07\text{KN}$ $T(4,8) = -21,23\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot 3,6 \cdot (x-1,8) - q_{s2}(x-3,6)^2 / 2$ $M(3,6) = 19,97\text{KN.m}$ $M(4,8) = 0$

Donc : $M_{\max} = 27,42\text{KN}$

$M_T = 0,85M_{\max} = 0,85(27,42) = 23,307\text{KN.m}$

$M_a = 0,5M_{\max} = 0,5(27,42) = 13,71\text{KN.m}$

Remarque : Le même calcul pour le 2^{ème} type.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-5 : Sollicitations d'escalier

Types	ELU		ELS	
	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
Type 1	38,09	32,18	27,42	23,17
Type 2	34,87	28	25,06	20,09

Tableau V-6 : Le moment en travée et en appuis

Types	ELU		ELS	
	$M_{\text{Travée}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{Travée}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$
Type 1	32,38	19,045	23,3	13,71
Type 2	29,64	17,43	21,301	12,53

V-7/Calcul de ferrailage :

Pour faciliter la tâche d'exécution on doit ferrailer tous les types d'escalier (la plus sollicitée) par un seul type de ferrailage.

En travée :

❖ ELU :

Données :

Section : $h=0,12$; $b=1\text{m}$; $d=0,9h=0,108\text{m}$

Béton : $F_{c28}=25$ MPA

Acier : HA Fe400

$M_u=0,85M_{max}=0,03238$ MN.m

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,03238}{14,16 \times (0,108)^2 \times 1} = 0,196 < 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,275$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,096$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,03238}{0,096 \times 347,8} = 9,7 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st}=6T16=12,06\text{cm}^2$

❖ **ELS :**

$M_s=0,85M_{max}=0,0233$ MN.m

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15(12,06)(10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 180,9x - 1953,72 = 0 \rightarrow x = 4,7 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nA_{st}(x-d)^2 + nA_{st}(d-x)^2 \rightarrow I = \frac{100x^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(4,7)^3 + 15(12,06)(10,8-4,7)^2 \rightarrow I = 10192,05 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{0,0233 \times 10^6}{10192,05}(4,7) = 10,74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,74 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

En Appuie :

❖ **ELU :**

$M_u=0,5M_{max}=0,019045$ MN.m

✓ **Moment ultime réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,019045}{14,16 \times (0,108)^2 \times 1} = 0,115 < 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

✓ **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,153$$

✓ **Bras de levier :**

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,101$$

✓ **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,019045}{0,101 \times 347,8} = 5,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

❖ **ELS :**

$$M_s = 0,5 M_{\max} = 0,01371 \text{ MN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_s (d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15(6,79)(10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0 \rightarrow x = 3,78 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (x-d)^2 + n A_{st} (d-x)^2 \rightarrow I = \frac{100x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3,78)^3 + 15(6,79) (10,8-3,78)^2 \rightarrow I = 6819,55 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{0,01371 \times 10^6}{6819,55} (3,78) = 7,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,6 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

✓ **Armatures de répartition:**

❖ $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ sur tout la section.

$$A_{\min} = 0,5\% (100 \times 12) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$

$$A_r = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Tableau V-7 : Ferrailage d'escaliers

Types	/	M (KN.m)	μ	Z	A_{cal} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
Type 1	Travée	32,38	0,196	0,096	9,7	6T16=12,06cm ²
	Appuis	19,045	0,115	0,101	5,42	6T12=6,79cm ²
Type 2	Travée	29,64	0,179	0,097	8,78	6T16=12,06cm ²
	Appuis	17,43	0,105	0,102	4,9	6T12=6,79cm ²

✓ **Vérification :**

1. **Condition de non fragilité :**

En travée : $A_{min}=0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{F_e}=1,3 \text{ cm}^2 < A_{st}=12,06\text{cm}^2 \rightarrow$ Vérifié

En appuis : $A_{min}=0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{F_e}=1,3 \text{ cm}^2 < A_{st}=6,79\text{cm}^2 \rightarrow$ Vérifié

2. **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_{umax}}{b.d} = \frac{32,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,30 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{f_{c28} \times 0,2}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc , $\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifier

V-8/La poutre palière :

La poutre palière est considérée comme appuyée sur les deux extrémités.

Pré Dimensionnement :

Selon le **B.A.E.L**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow h=40 \text{ cm}$$

Donc on prend la section de poutre palière : **(30×40) cm²**

• **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \\ 40 \geq 30 \\ \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifié}$$

• **Charges supportés par la poutre :**

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,89 \times 2,02 = 5,83 \text{ KN/ml}$

$G = 8,83 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier sur la poutre : $Tu_{max} = \frac{2R_b}{L}$

$$Tu_{max} = \frac{2 \times 29,55}{4,8} = 12,31 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations :**

❖ **ELU :**

Données : $h=0,40$; $b=0,30$; $d=0,9h=0,36m$; **Fe400**

$$q_u = 1,35G + T_{u \max}$$

On a : $q_u = 1,35(8,83) + 12,31 = 24,23 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{24,23(4,8)^2}{8} = \mathbf{69,78 \text{ KN.m}}$$

$$M_{u \max} = \mathbf{69,78 \text{ KN.m}}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,85 M_{u \max} = \mathbf{59,31 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0,5 M_{u \max} = \mathbf{34,89 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Tableau V-8 : Ferrailage de la poutre palière

/	M(KN.m)	μ	z	A _{cal} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)
En travée	59,31	0,108	0,34	5,01	4T14= 6,16cm²
En appuis	34,89	0,063	0,35	2,87	3T14= 4,62cm²

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } \mathbf{2T12=2,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ra} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } \mathbf{2T12=2,26 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérification :**

• **Conditions de non fragilité :**

En travée : $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{Vérifié}$

En appuis : $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 1,3 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{Vérifié}$

❖ **ELS :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$q_s = G + T_s \max = 8,83 + 12,31 = \mathbf{21,14 \text{ KN/m}}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21,14(4,8)^2}{8} = \mathbf{60,88 \text{ KN.m}}$$

$$M_{s \max} = \mathbf{60,88 \text{ KN.m}}$$

En travée:

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_s (d-x) = 0$$

$$30x^2 - 15(6,16)(36-x) = 0$$

$$30x^2 + 92,4x - 3326,4 = 0 \rightarrow \mathbf{x=9,10 \text{ cm}}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (x-d)^2 + n A_{st} (d-x)^2 \rightarrow I = \frac{30x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{30}{3}(9,10)^3 + 15(6,16)(36-9,10)^2 \rightarrow \mathbf{I=74397,27 \text{ cm}^4}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{0,06088 \times 10^6}{74397,27} (9,10) = \mathbf{7,45 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7,45 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Vérifié}$$

En Appuis:

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_s (d-x) = 0$$

$$30x^2 - 15(4,62)(36-x) = 0$$

$$30x^2 + 69,3x - 2494,8 = 0 \rightarrow x = 8,04 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2 \rightarrow I = \frac{30x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{30}{3}(8,04)^3 + 15(4,62)(36-8,04)^2 \rightarrow I = 59373,26 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} x = \frac{0,06088 \times 10^6}{59373,26} (8,04) = 8,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,25 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Vérifié}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec, } T_{u \max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24,23 \times 4,8}{2} = 58,152 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{58,152 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,538 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifié}$$

✓ **Armatures transversales A_t :**

Diamètre des armatures A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right) = \min (1,14; 3; 12) \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cadres : D'après le RPA99 (version 2003)

a/Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12 \phi_{\min} \right)$$

$$S_t \leq \min (10; 30; 14,4) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est: $L = 2 \times h$

b/Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ Zone courante

Chapitre VI

Etude de l'ascenseur

VI-1/Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles)

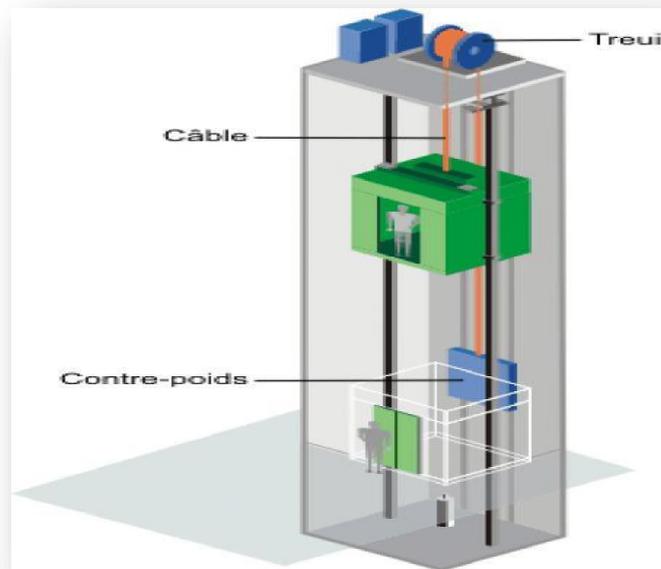


Figure VI-1 : Schéma d'un ascenseur mécanique

VI-2/Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

Le treuil de levage et sa poulie

La cabine ou la benne

Le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie. Le treuil soit :

-Pm : « poids mort » c'est le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : la charge en cabine.

- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

- M_g : le poids des câbles

Dans ce projet il y a un ascenseur qui est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201) la charge nominale est de **675 Kg** pour **9** personnes

Avec une surface utile de la cabine de **1,96 m²**

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur : **1,4 m**

- Profondeur : **1,4 m**

- Hauteur : **2,2 m**

- La largeur de passage libre : **0,8m**

- La hauteur de passage libre : **2,00m**

- La hauteur de la course : **35,11m**

- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : **h₀=25cm**

Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{Kg}$.

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{Kg}$.

a/Calcul de la charge de rupture:

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ ne doit pas être inférieur a 40 quelque soit le nombre des tirons.

Avec: D : diamètre de la poulie

d : diamètre du câble

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$M = Q + P_m + M_g$ (2)

Mg : Poids du câble

On néglige Mg devant (Q+P_m) (Mg << Q+P_m) → M=Q+P_m

Donc **C_r = C_s.M = C_s.(Q+P_m)=12 (675+2342,5)=36210Kg**

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600\text{Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : **C_r = C_r (1 câble) × m × n**

Avec **m** : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)
n : nombre des câble

Pour un câble : d=12,22 mm et m=3 On a : **C_r (1 câbles) =8152Kg**

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1.74 \text{ soit } n=2 \text{ câbles}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles

b/Le poids des câbles (Mg) :

$$Mg = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble **m=0,512 Kg/m**

L : longueur du câble = **37,31m**

n : nombre des câbles = **2**

$$Mg = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 37,31 = 38,20 \text{ kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 2342,5 + 38,20 = 3055,7\text{Kg}$$

c)Vérification de C_r :

$$C_r = C_r (1 \text{ cable}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ Kg}$$

$$C_r = C_s.M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{41575,2}{3055,7} = 13.60 > 12 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

d/Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{(\text{treuil} + \text{moteur})} + Mg$$

-Le poids de (treuil + moteur) : **P_{treuil} = 1200 Kg**

-La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 38,20 = 6260,7 \text{ Kg}$

-la surcharge : $Q = 675 \text{ Kg}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9464,44 \text{ Kg}$$

2.1/Vérification de la dalle au poinçonnement:

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotés).

La charge totale ultime : $q_u = 9464,44 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9464,44}{4} = 2366,11 \text{ Kg}$$

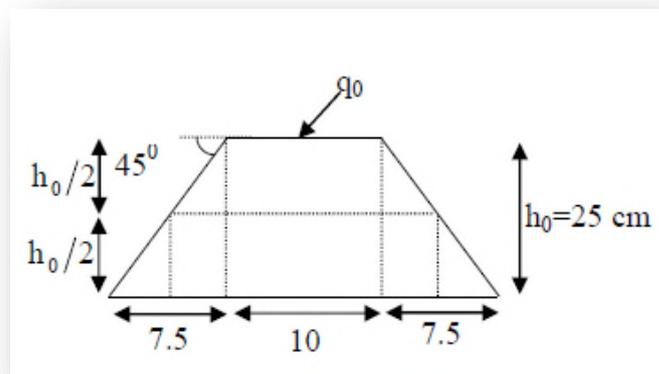
Selon le **B.A.E.L** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_0 h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (3)$$

Avec : q_0 : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_0 : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen



La charge concentrée q_0 est appliquée sur carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_0 = 2(U+V) ; h_0 = 25 \text{ cm}$$

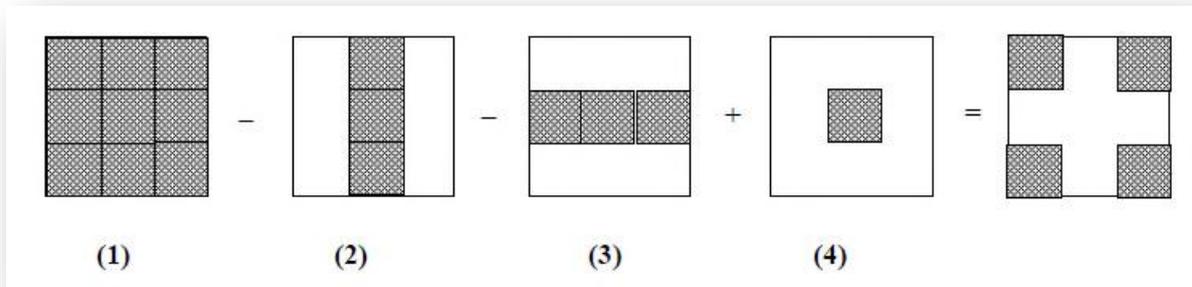
$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_0 = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$(3) \rightarrow 0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26250 \text{Kg} > q_0 = 2366,11 \text{Kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

a/Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



b/Distances des rectangles :

1) Le rectangle(1)

$$\begin{cases} U=126\text{cm} \\ V=136\text{cm} \end{cases}$$

2) Le rectangle(2) :

$$\begin{cases} U=74\text{cm} \\ V=136\text{cm} \end{cases}$$

3) Le rectangle (3) :

$$\begin{cases} U=126\text{cm} \\ V=84\text{cm} \end{cases}$$

4) Le rectangle(4) :

$$\begin{cases} U=74\text{cm} \\ V=84\text{cm} \end{cases}$$

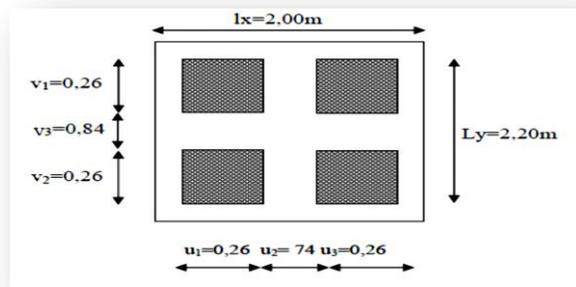


Figure VI-2 : Schéma de la dalle de l'ascenseur

c/Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2) P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) P$$

Avec v : coefficient de poisson

A L'E L U ($v=0$)

$$M_x = M_1.P$$

$$M_y = M_2.P$$

$$P=P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35×35) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u.v} = \frac{2366,11}{0,35 \times 0,35} = 19315,18 \text{ Kg/m}^2$$

Les résultats des moment isostatiques des rectangles (1),(2),(3),(4) sont résumés dans le tableau suivant :

Avec L_x =2,00 m ; L_y=2,20 m

Tableau VI-1 : Les moments isostatiques des rectangles

Rectangl e	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S(m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,6 3	0,62	0,062	0,062	1,71	19315,18	33028,96	2047,80	2047,80
2	0,3 7	0,62	0,106	0,079	1,106	19315,18	19431,07	2059,69	1535,05
3	0,6 3	0,38	0,093	0,081	1,06	19315,18	20474,09	1904,09	1658,40
4	0,3 7	0,38	0,129	0,110	0,62	19315,18	11975,41	1544,83	1317,30

d/Les moments dus au charges concentrés :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 157,31 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} + M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 171,65 \text{ Kg.m}$$

e/Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

- **Chargement :**

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m} \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- poids propre: } G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- charge d'exploitation: } Q = 100 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ Kg/m}$$

- **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \rightarrow M_{x2} = 181,26 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$\mu_y=0,7834 \quad M_{y2}=142\text{Kg.m}$$

- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 157,31 + 181,26 = 388,57 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 171,65 + 142 = 313,65 \text{ Kg.m}$$

- Moments retenus :

- ✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 291,43 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 235,24 \text{ Kg.m}$$

- ✓ En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 194,28 \text{ Kg.m}$$

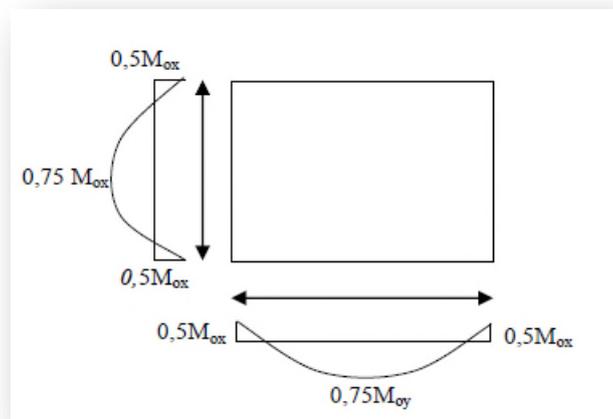


Figure VI-3 : Evaluation des charges appliquées à la dalle

2.2/Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$
- Hauteur de la section $H=25\text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

- ✓ Calcul à ELU :

En travée :

-sens L_x :

Le moment ultime : $M_{tx}=2914,3 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{Mtx}{b \times d \times fbc} = \frac{2914,3}{0,998 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (A_{sx}) : $A_{sx} = \frac{Mtx}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2914,8}{0,998 \times 22,5 \times 348} = 0,373 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ty} = 2352,4 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{Mty}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2352,4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9985$$

La section d'acier (A_{sy}) : $A_{sy} = \frac{Mty}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2352,4}{0,9985 \times 22,5 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En Appuis :

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 1942,8 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1942,8}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9985$$

La section d'acier (A_{sx}) : $A_{sx} = \frac{Max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1942,8}{0,9985 \times 22,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 25 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

-sens L_y :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0(m) = 8 \times 0,25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0,30 \text{ cm}^2 < A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend: } A_{ty} = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend: } A_{ay} = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

-sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3-0,9}{2} \right) = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} At_x=0,37\text{cm}^2 < A_{y_{\min}} = 2,1\text{cm}^2 \rightarrow \text{On prend: } At_x=2,1\text{cm}^2 \\ Aa_x=0,25\text{cm}^2 < A_{y_{\min}} = 2,1\text{cm}^2 \rightarrow \text{On prend: } Aa_x=2,1\text{cm}^2 \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0=25\text{cm}=250\text{mm}$

On a, $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \rightarrow \emptyset \leq 25 \text{ mm}$

En travée :

-Sens L_x :

$$\begin{cases} At_x=2,1\text{cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) \rightarrow \begin{cases} 4T10=3,14\text{cm}^2/\text{ml} \\ St_x=25 \text{ cm} \end{cases} \\ St_x \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

-Sens L_y :

$$\begin{cases} At_y=2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) \rightarrow \begin{cases} 4T10=3,14\text{cm}^2/\text{ml} \\ St_y=25\text{cm} \end{cases} \\ St_y \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

En Appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} Aa=2,10\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \begin{cases} 4T10=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_t=25\text{cm} \end{cases} \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}$ et $\bar{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \cdot \min\left(\left(\frac{f_{c28} \times 0.2}{\gamma_b}\right); 5\text{MPa}\right)$

$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_u$ sens L_x

$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u$ sens L_y

• **Calcul V_x et V_y (Efforts Tranchants dus aux charges réparties) :**

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ \end{cases}$$

$$V_y = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$V_x = 9,93 \times \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 6,85 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } V_y = \frac{9,93 \times 2}{3} = 6,62 \text{ KN}$$

Charge ultime de la dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m} = 9937,5 \text{ N/m}$

- **Calcul V_v et V_u (Efforts Tranchants dus aux charges localisées) :**

$$V_v = \frac{q_0}{2u+v} = \frac{2366,11}{2 \times 0,35 + 0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{q_0}{3.u} \leq V_u) \rightarrow \frac{2366,11}{3 \times 0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

Comme ($u=v=35 \text{ cm}$) $\rightarrow V_u = V_v = 22,53 \text{ KN}$

Donc L'effort total V_{tot} est égal :

- Sens L_x : $V_{tot} = V_x + V_v = 6,85 + 22,53 = 29,38 \text{ KN}$
- Sens L_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 6,62 + 22,53 = 29,15 \text{ KN}$

D'où : $V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty})$

$$V_{tot} = 29,38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b.d} = \frac{29,38 \times 10^3}{100 \times 0,225} = 0,13 \text{ MPA}$$

$15 \text{ cm} < h_0 = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,16}{3} \min(3,25 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 2,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification à ELS :**

Calcul des sollicitations :

-Charges localisés :

$$M_{0x} = (M_1 + V M_2) P_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + V M_1) P_{ser} \quad \text{Avec : } v=0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P_{ser} = P' \times S = \frac{q a_{ser}}{u.v} \times S$$

$$P'_{ser} = \frac{q_{aser}}{u.v} ; q_{aser} = (G+Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$q_{aser} = (6260,7+675) \cdot \frac{1}{4} = 1733,93 \text{ Kg}$$

Donc,

$$P'_{ser} = \frac{1733,93}{(0,35)^2} = 14154,53 \text{ Kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et(4) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : les moments isostatiques des rectangles

rectangle	$\frac{U}{Lx}$	$\frac{U}{Ly}$	M ₁	M ₂	S(m ²)	P _{ser} =P'.S	M _{0x} (Kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	24204,25	2188,06	1878,25
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	14239,46	1734,37	1426,80
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	15003,80	1638,41	1494,38
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	8775,81	1325,15	1191,75

-Moment dus à charges localisées :

$$M_{0x0} = M_{0x1} + M_{0x2} + M_{0x3} + M_{0x4} = 140,44 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0y0} = M_{0y1} + M_{0y2} + M_{0y3} + M_{0y4} = 148,82 \text{ Kg.m}$$

-Moment dus à charges localisées :

$$G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}^2 ; ep = 25 \text{ cm}$$

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

$$Q_{ser} = 100 + 675 = 775 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (ELS)} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{array} \right.$$

$$M_{0xr} = \mu_x q_{ser} \cdot Lx^2 = 0,0528 \times 775 \times (2,00)^2 = 163,68 \text{ Kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_x \cdot M_{0xr} = 0,8502 \times 163,68 = \mathbf{139,16 \text{ Kg.m}}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{ox} = M_{0xc} + M_{0xr} = 140,44 + 163,68 = \mathbf{304,12 \text{ Kg.m}}$$

$$M_{oy} = M_{0yc} + M_{0yr} = 148,82 + 139,16 = \mathbf{287,98 \text{ Kg.m}}$$

- Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 228,09 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = \mathbf{215,99 \text{ Kg.m}}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = \mathbf{152,06 \text{ Kg.m}}$$

- Les moments en travées et en béton :

❖ Suivant L_x :

En travée :

$$M_{tx} = 2280,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2 ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre(y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,14(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,15)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$\mathbf{I = 18242,07 \text{ cm}^4}$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2280,9}{18242,07} \times 4,15 = 5,19 \text{ MPA}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

En appuis :

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$M_{ax} < M_{tx}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

❖ Suivant L_y :

En travée :

$$M_{ty} = 2159,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2 ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre(y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \times 3,14(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,15)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$\mathbf{I = 18242,07 \text{ cm}^4}$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2159,9}{18242,07} \times 4,15 = 4,91 \text{ MPA}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 4,91 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{Lx} \geq \frac{Mt_x}{20M_{0x}} \rightarrow \frac{25}{200} = 0,125 > \frac{2280,9}{20 \times 3041,2} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 22,5} = 0,0013 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Disposition du ferrailage :

❖ Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe 400 ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Donc : $L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$.

❖ Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow L_1 = 40 \text{ cm}.$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) \rightarrow L_2 = 40 \text{ cm}.$$

❖ Armatures finales :

-Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

-Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Chapitre VII
Etude Dynamique

VII-1/ INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. 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.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

VII-2/ CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

On va utiliser la méthode modale spectrale et on compare avec la méthode statique équivalente.

VII-3/ METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

3-1/ principe de la méthode :

Dans cette méthode, le RPA 99 V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

3-2/ Détermination des paramètres :

a) Coefficient d'accélération A :

Zone I, groupe 2 (D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen : **RPA99 version 2003**) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,10**

- **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

$$D = 2,5 \text{ si } 0 < T < T_2$$

$$D = 2,5 (T_2 / T)^{2/3} \text{ si } T_2 < T < 3s$$

$$D = 2,5 (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \text{ si } T \geq 3s$$

-La période de coupure du site (site meuble S3) est $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$

-La période de coupure du site (site meuble S3) est $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

T : la période fondamentale : $T = \min (0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} ; C_t \times h_N^{3/4})$

- ✓ **C_T** : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage il est donné par (le tableau 4.6 RPA 99) ; **C_T = 0,05.**
- ✓ **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N **h_N = 30,60m.**
- ✓ **L** : la dimension du bâtiment dans la direction du séisme **L_x=17,80m ; L_y=14m**

Donc :

$$T_x = \min \left(0,09 \frac{30,60}{\sqrt{17,80}} ; 0,05 \times (30,60)^{\frac{3}{4}} \right)$$

$$T_x = \min(0,653 ; 0,650) \rightarrow T_x = 0,65s \dots \dots \dots \text{sens longitudinal}$$

$$T_y = \min \left(0,09 \frac{30,60}{\sqrt{14}} ; 0,05 \times (30,60)^{\frac{3}{4}} \right)$$

$$T_y = \min(0,736 ; 0,650) \rightarrow T_y = 0,65s \dots \dots \dots \text{sens transversal}$$

Alors on a trouvé $T = T_x = T_y = 0,650s$

$$\text{On a : } T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Avec :

✓ η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \rightarrow \eta = 0,88 \geq 0,7$$

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

$\zeta = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$D_x = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,650)^{2/3} = 1,85 \dots \dots \text{Sens transversal}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,650)^{2/3} = 1,85 \dots \dots \text{Sens longitudinal}$$

b) Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le (tableau 4.3) **R.P.A99/v2003** en fonction du système de Contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4) du **R.P.A99/2003**.

Dans ma structure j'ai un système de portique contreventé par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

c) Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum pq$$

Avec : Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (est satisfait ou non)

• **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

➤ **Sens longitudinal :** (5 travée) :

$$4,80/4,80 = 1 < 1,5$$

$$4,80/4,3 = 1,12 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

$$4,3/3,4 = 1,26 < 1,5$$

➤ **Sens transversal :** (3 travée) :

$$5,85/4,6 = 1,27 < 1,5$$

$$4,6/3,05 > 1,51$$

$$5,85/3,05 = 1,92 < 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0,05$$

• **Redondance en plan :**

Chaque étage doit avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

➤ **Sens longitudinal :** (6 files) :

$L_{\max} / L_{\min} = 4,80/3,40 = 1,41 < 1,5$ critère observé $p_q = 0$

➤ **Sens transversal (5files) :**

$L_{\max} / L_{\min} = 5,85/3,05 = 1,92 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0,05$

• **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $17,8/14 = 1,27 < 4$

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0,05$

• **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

• **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $P_q = 0$.

• **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau VII-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les fils de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Control de qualité des matériaux	0,05	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0,15	0,20

$$Q=1+\sum_{i=1}^6.Pq$$

$$\text{-sens longitudinal} \Rightarrow Q_x=1+0,10=1,15$$

$$\text{-sens transversal} \Rightarrow Q_y=1+0,15=1,20$$

d) Spectre de réponse de calcul :

l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2003, page 45)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

e) Combinaison d'action :

$$\mathbf{ELU = 1,35G+1,5Q}$$

$$\mathbf{ELS =G+Q}$$

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G+Q+E}$$

$$\mathbf{0,8G \pm E}$$

3-3/ Modélisation :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

a/ Les Dispositions Des Voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

$$\mathbf{T_1=1,706s}$$

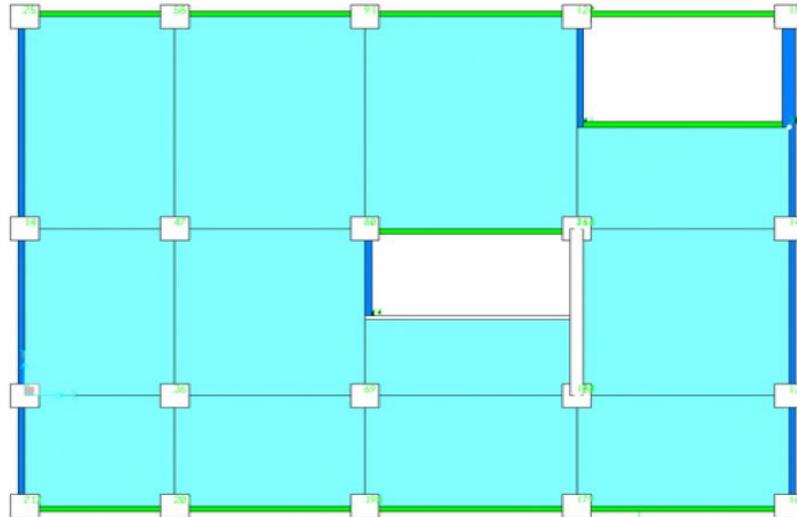


Figure VII-1 : Disposition 1 des voiles

$T_2=1,12s$

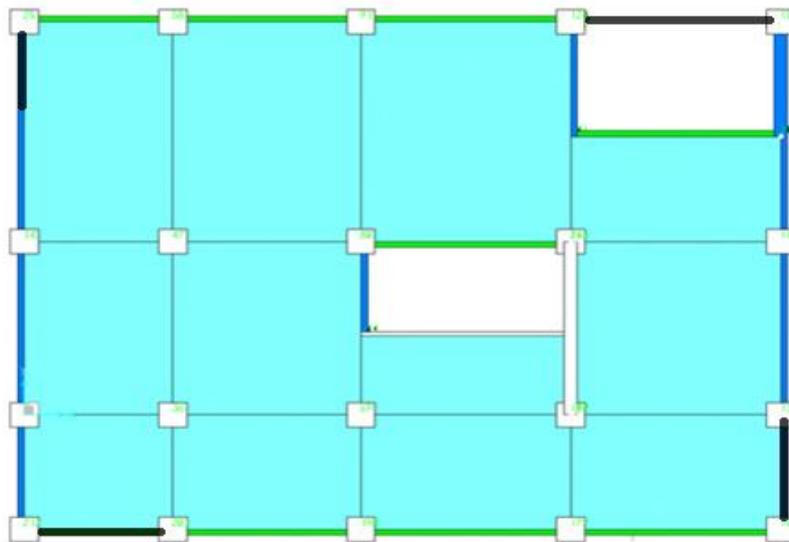


Figure VII-2 : Disposition 2 des voiles

- Période fondamentale de la structure = 1.12s

D'après le RPA99v2003 la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\rightarrow T=0,65 \times 1,3 = 0,845s$$

Parmi les 2 variantes précédentes on considère 2ème qui permet d'avoir une fiable période et la plus raisonnable.

b/ Poids totale de la structure :

Selon le **RPA99v2003** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β

Des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003.p41).

W : poids totale de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qiet} \quad \beta = 0,2$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présente les masses calculées par le **SAP2000**.

Tableau VII-2 : Masse des différents niveaux

Niveau	MASSE (tonne)
RDC	279.174
1	247.568
2	257.695
3	257.695
4	251.819
5	245.838
6	245.838
7	245.838
8	243.860
9	250.141
Masse total	2525.466

c/ Calcul de la force sismique :

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

Donc :

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,85 \times 1,15}{4} \times (2525,466 \times 9,81) = 1317,71KN$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,85 \times 1,2}{4} \times (2525,466 \times 9,81) = 1375,00KN$$

d/ Distribution verticale de la force sismique :

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

$V = F_t + \sum F_i$ F_t : la force contenue au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \leq 0,25V & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas les deux sont inférieures à 0,7s

Donc : $F_t = 0$

Les forces sismique de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99v2003).

$$F_i = \frac{V(W \times h_i)}{\sum_1^n W_i \times h_i}$$

Tableau VII-3 : Force sismique et effort tranchant suivant X (R=4)

Niveau	Force Fx (KN)	Effort tranchant sens X (KN)
RDC	26,86	1317,71
1	47,64	1290,84
2	74,38	1243,2
3	99,17	1168,82
4	121,14	1069,65
5	141,91	948,51
6	165,56	806,6
7	189,22	641,04
8	211,16	451,82
9	240,66	240,66

Tableau VII-4 : Force sismique et effort tranchant suivant Y (R=4)

Niveau	Force FY (KN)	Effort tranchant sens Y (KN)
RDC	28,03	1375,00
1	49,71	1346,99
2	77,61	1297,28
3	103,50	1219,67
4	126,41	1116,17
5	148,10	989,96
6	172,76	841,66
7	197,44	668,9
8	220,34	471,46
9	251,12	251,12

VII-4/ Méthode dynamique modale spectrale :

4-1/Principe : Par cette méthode, il est recherché 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.

4-2/Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

4-3/Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003) :

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone :

Zone I, groupe 2 ; (d'après les critères de R.P.A 99/ v2003, tableau 4.1), on obtient :

$$A = 0.1$$

η : facteur d'amortissement critique.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad , \quad \xi = 7 \rightarrow \eta = 0.88$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

$$R=4$$

Période T1 et T2 du site considérée S3 : (tableau 4.7, RPA99/v2003)

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.50 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité : (tableau 4.4 , RPA99/v2003) , $Q_x=1,15$ $Q_y=1,2$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique : $T = Ct. hn^{3/4} \rightarrow T = 0.65s$

4-4/Nombre de mode a considérer (RPA99/v2003 page 45):

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 N 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.

4-5/Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (*notion de diaphragme*).

4-6/ Calcul des coefficients de participation modale :

Le logiciel Sap2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Modale, les valeurs données sont :

a) Sens longitudinal :

$U_x=90\% > 90\% \dots\dots\dots C.V$

b) Sens transversal :

$U_y=91\% > 90\% \dots\dots\dots C.V$

VII-5/VERIFICATIONS :

5-1/Composante verticale de l'action sismique:

Tableau VII-5 : Participation Massique

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless								
4	MODAL	Mode	1	1.122924	0%	68%	0%	0%	68%	0%	85%	0%	24%
5	MODAL	Mode	2	1.082017	61%	0%	0%	61%	69%	0%	0%	68%	2%
6	MODAL	Mode	3	0.843962	7%	0%	0%	68%	69%	0%	1%	9%	41%
7	MODAL	Mode	4	0.320668	0%	16%	0%	68%	85%	0%	1%	0%	4%
8	MODAL	Mode	5	0.275909	15%	0%	0%	83%	85%	0%	0%	1%	0%
9	MODAL	Mode	6	0.211399	4%	1%	0%	86%	86%	0%	0%	0%	14%
10	MODAL	Mode	7	0.147081	0%	5%	0%	87%	91%	0%	0%	0%	1%
11	MODAL	Mode	8	0.128075	3%	0%	1%	90%	91%	1%	0%	0%	0%
12	MODAL	Mode	9	0.122549	0%	0%	20%	90%	91%	22%	2%	6%	0%

L'action sismique verticale concerne les structures qui ont des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique III, et pour ça dans notre structure l'action n'est pas pris en compte.

5-2/ vérification de l'effort tranchant a la base :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p36) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

□ Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydyn}

$$V_{xdyn} = 1038,64\text{kN} \quad , \quad V_{ydyn} = 821,55\text{kN}$$

$$V_{xdyn} = 1038,64 \text{ KN} > 0.8 V_{xst} = 0.8 \times 1319,7 = 1055,76\text{KN} \rightarrow \text{CNV}$$

$$V_{ydyn} = 821,55\text{KN} > 0.8 V_{yst} = 0.8 \times 1248,7 = 998,96\text{KN} \rightarrow \text{CNV}$$

Remarque : on ajoute le coefficient $0,8 \times \frac{V_{dyn}}{V_{stat}}$ à la combinaison

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EX1 Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum
 GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: SRSS Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	DYN	10.59
Accel	U1	DYN	10.59

Show Advanced Load Parameters Add Modify Delete

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EY2 Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum
 GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: SRSS Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	DYN	10.47
Accel	U2	DYN	10.47

Show Advanced Load Parameters Add Modify Delete

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

On a obtenu les valeurs suivantes :

Tableau VII-6 : Effort tranchant a la base

	A	B	C	D	E
1	TABLE: Base Reactions				
2	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
3	Text	Text	Text	KN	KN
4	EX	LinStatic		-1319.7	-4.617E-10
5	EY	LinStatic		-4.195E-11	-1375.02
6	EX1	LinRespSpec	Max	1121.227	21.109
7	EY2	LinRespSpec	Max	22.883	876.824

On obtient les résultats suivants :

$$V_{xdyn} = 1121,227\text{kN} \quad , \quad V_{ydyn} = 876,824\text{kN}$$

$$V_{xdyn} = 1121,227\text{KN} > 0.8 V_{xst} = 0.8 \times 1319,7 = 1055,76\text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_{ydyn} = 876,824\text{KN} > 0.8 V_{yst} = 0.8 \times 1248,7 = 998,96\text{KN} \rightarrow \text{CNV} \text{ (on a déjà suivi les étapes du RPA99 V2003 et ça n'a pas vérifier)}$$

5-3/ L'effet P-Δ :

D'après le **RPA 99 V2003 P40**

$$R. \delta(x, y) = \delta k$$

Avec:

R: coefficient de comportement.

$\delta(x, y)$: sont les déplacements suivants x et y

$\Delta k = \delta k - \delta k-1$ (le déplacement relatif) D'après le **RPA 99 V2003 (P37)**

Peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,1$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau K $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »
- h_k : hauteur de l'étage K

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, 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^o ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$

Si $\theta_k > 0,20$,la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VII-7 : P-DELTA/X

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: EFFET P-DELTA X									
2	ETAGE	PK	DK	R	δ	ΔKx	Θ_k	VKx	HK	effet p-delta
3	1	2525.466	0.031	4	0.124	0.03	0.952523689	26.86	3.06	cv
4	2	2275.325	0.898	4	3.592	0.87	13.53222957	47.64	3.06	cv
5	3	2031.465	2.891	4	11.564	1.99	17.7884883	74.38	3.06	cv
6	4	1785.627	5.678	4	22.712	2.79	16.39932502	99.17	3.06	cv
7	5	1539.789	8.99	4	35.96	3.31	13.75759578	121.14	3.06	cv
8	6	1293.951	12.702	4	50.808	3.71	11.06092307	141.91	3.06	cv
9	7	1042.132	16.615	4	66.46	3.91	8.049255914	165.56	3.06	cv
10	8	784.437	20.569	4	82.276	3.95	5.356810342	189.22	3.06	cv
11	9	526.742	24.463	4	97.852	3.89	3.174393899	211.16	3.06	cv
12	10	279.174	28.278	4	113.112	3.82	1.446252666	240.66	3.06	cv
13										

Tableau VII-8 : P-DELTA /Y

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: EFFET P-DELTA Y									
2	ETAGE	PK	DK	R	δ	ΔKx	Θ_k	VKx	HK	effet p-delta
3	1	2525.466	0	4	0	0.03	0.912764405	28.03	3.06	cv
4	2	2275.325	1.047	4	4.188	1.05	15.66119621	49.71	3.06	cv
5	3	2031.465	3.412	4	13.648	2.37	20.23025604	77.61	3.06	cv
6	4	1785.627	6.63	4	26.52	3.22	18.14324677	103.5	3.06	cv
7	5	1539.789	10.36	4	41.44	3.73	14.8479736	126.41	3.06	cv
8	6	1293.951	14.47	4	57.88	4.11	11.73500199	148.1	3.06	cv
9	7	1042.132	18.69	4	74.76	4.22	8.318989206	172.76	3.06	cv
10	8	784.437	22.85	4	91.4	4.16	5.401256872	197.44	3.06	cv
11	9	526.742	26.85	4	107.4	4.00	3.124950685	220.34	3.06	cv
12	10	279.174	30.73	4	122.92	3.88	1.409626208	251.12	3.06	cv
13										

Remarque : les valeurs sont prises en ‘mm’

D’après les résultats on observe que l’effet P- Δ est négligé

5-4/ vérification du coefficient de comportement :

D’après l’article 4.b du RPA99V2003 pour un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé R=4 il faut que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Tableau VII-9 : Base réaction

	A	B	C	D	E
1	TABLE: Base Reactions				
2	OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
3	Text	Text	KN	KN	KN
4	EX	LinStatic	-1319.7	-2.369E-10	-8.339E-11
5	EY	LinStatic	1.707E-11	-1375.02	-1.263E-10
6	ELS	Combination	1.826E-10	-9.115E-11	31954.64

Tableau VII-10 : Voiles

1	TABLE: Section Cut Forces - Design					
2	SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
3	Text	Text	Text	KN	KN	KN
4	voile_xx	EX	LinStatic	10.557	-946.671	-106.88
5	voile_xx	EY	LinStatic	-431.5	285.578	-76.153
6	voile_xx	ELS	Combination	6272.316	-14.584	-20.031
7	voile_yy	EX	LinStatic	-141.486	-91.599	354.946
8	voile_yy	EY	LinStatic	-85.456	-73.515	-1057.068
9	voile_yy	ELS	Combination	6316.335	8.556	2.452

Sens X : $\frac{V_{xx}}{V_{bc}} = \frac{1039}{1320} = 79\% \cong 80\% \text{ CV}$

Sens Y : $\frac{V_{yy}}{V_{bc}} = \frac{1057,06}{1375} = 77\% \cong 80\% \text{ CV}$

5-5/ vérification renversement :

D'après RPA.99V2003 P84 P81

Tableau VII-11 : Base réaction

	A	B	C	D	E	F	G
1	TABLE: Base Reactions						
2	OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
3	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
4	EX	LinStatic	-1319.7	-2.369E-10	-8.339E-11	4.463E-09	-28093.3704
5	EY	LinStatic	1.707E-11	-1375.02	-1.263E-10	29308.7718	-3.876E-10
6	ELS	Combination	1.826E-10	-9.115E-11	31954.64	186695.4695	-256840.592

m_s/m_r	=	-6.64553	>	1
m_s/m_r	=	-36.754	>	1
l_x	=	17.8	$l_x/4$	= 4.45 m
l_y	=	14	$l_y/4$	= 3.5 m
m_x/w_x	=	0.917199249	<	4.45
m_y/w_y	=	-0.87916404	<	3.5

Remarque : les deux conditions de reversement sont vérifiées

VII-6/CONCLUSION:

L'étude dynamique m'a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles. Plusieurs dispositions ont été essayées, mais elles me donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA99 V2003, la variante retenue à donner des résultats acceptables en termes de période, déplacement et efforts

Chapitre VIII

Etude des éléments structuraux

VIII-1/INTRODUCTION :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différents combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.

VIII-2/LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des niveaux aux fondations.

2.1/Les combinaisons de calcul :

- Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q..... (ELU) \\ G+Q.....(ELS) \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles selon le **RPA 99v2003, page38**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

2.2/vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99v2003 dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante (RPA99v2003, page46) :

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

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

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

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Niveaux	$N_d(KN)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
RDC	1825.382	(50 × 50)	0,292	C.V
Étage 1 (Mezzanine)	1418.079	(45 × 45)	0,280	C.V
Étage 2	1378.914	(45 × 45)	0.272	C.V
Étage 3	1361.777	(45 × 45)	0,269	C.V
Étage 4	1216.200	(45 × 45)	0,240	C.V
Étage 5	851.953	(35 × 35)	0,278	C.V
Étage 6	813.864	(35 × 35)	0,265	C.V
Étage 7	622.582	(35 × 35)	0.203	C.V
Étage 8	447.040	(35 × 35)	0,146	C.V
Étage 9	271.524	(30 × 30)	0,120	C.V
Terrasse	109.355	(30 × 30)	0,048	C.V

2. 3/Exemple d'étude d'un poteau :

Les poteaux sont calculés en flexion composées dans les plans principaux. Le calcul de la section d'armature dépend à la fois de deux couples de moments (M_x ; M_y) et un effort normal de compression (N).

Tableau VIII-2 : Les sollicitations d'un exemple de poteau

Section (cm^2)	$M_u(KN.m)$	N(KN)
(50×50)	75.770	3030.787

a) Méthode de calcul :

Pour les combinaisons 'ELU', '0.8G±E', 'G+Q±E', on prend :

- Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondants.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant.

La vérification à l'ELS, se fait avec les règles **BAEL 91**. Pour les combinaisons « ELS », on vérifie juste les contraintes. Le calcul se fait pour chaque niveau, et celui des sections d'aciers se fait avec les règles **BAEL 91**. Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « G+Q ±E » donnent les valeurs de moment maximum.

✓ Calcul des armatures longitudinales :

$$b=0.50 \text{ m}; d=0.9h=0.9 \times 0.50 = \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

$$d'=0.1h=0.1 \times 0.50 = \mathbf{0.05 \text{ m}}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{75.770 \times 10^{-3}}{3030.787 \times 10^{-3}} = \mathbf{0.025 \text{ m}}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.025 + \frac{0.5}{2} - 0.05$$

$$\rightarrow e_a = \mathbf{0.225 \text{ m}}$$

✓ Le moment fictive Ma :

$$Ma = N \times e_a = 3030.787 \times 10^{-3} \times 0.225 \rightarrow \mathbf{Ma = 0.682 \text{ MN.m}}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 3030.787 \times 10^{-3} \times (0.45-0.05) - 0.682 = \mathbf{0.530}$$

$$(0.337-0.81 \times \frac{d'}{h}) bh^2 f_{bc} = (0.337-0.81 \times \frac{0.05}{0.5}) \times 0.5 \times (0.5)^2 \times 14.17 = \mathbf{0.453}$$

Donc, $0.530 > 0.453 \rightarrow$ on est dans le domaine **4-5** : section entièrement comprimé.

E.L.U :

N effort de compression, centre de pression entre **G** et les armatures supérieures est près du **CDG** et la condition du domaine **4** et **5** vérifiés.

$$Nu \times (d-d') - Ma = \mathbf{0.530}$$

$$(0.5h-d') b h f_{bc} = (0.5 \times 0.5 - 0.05) 0.5 \times 0.5 \times 14.17 = \mathbf{0.708}$$

Donc, $0.530 < 0.780 \rightarrow$ on est dans le domaine **4**.

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} [Nu - (1-\aleph) bh f_{bc}] \text{ Avec, } \aleph = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')Nu - Ma}{bh^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} = \mathbf{0.13 \text{ m}}$$

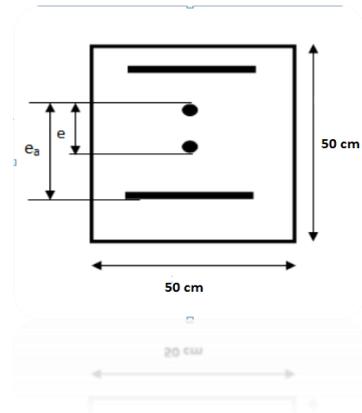
$$\varepsilon_c = 2.10^{-3} [1 - (3 - 7 \frac{d'}{h}) \sqrt{\frac{\aleph}{1.75}}] \text{ et } \sigma_{sc} = f(\varepsilon_{bc})$$

$$\varepsilon_c = 7.46 \times 10^{-4} \rightarrow A_2 = -1.47 \text{ cm}^2 < 0$$

Suivant le RPA99v2003, page48 : $A_{min} = 0.7\% \times 50 \times 50 = \mathbf{17.5 \text{ cm}^2}$

E.L.S :

$$e_1 = \frac{-\left(\frac{bh^3}{12} + b h e^2 + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right)}{-b h e + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)} = \mathbf{3.73 \text{ m.}}$$



$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + b h (e_1 - e)^2 + nA_2(e_1 - e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA_1(e_1 - e + \frac{h}{2} - d)^2 = 3.84 \text{ m}^4.$$

Position de l'axe neutre:

On a $|e_1| > \frac{h}{2} + e \rightarrow$ l'axe neutre à l'extérieur \rightarrow la section est entièrement comprimé.

Section homogène :

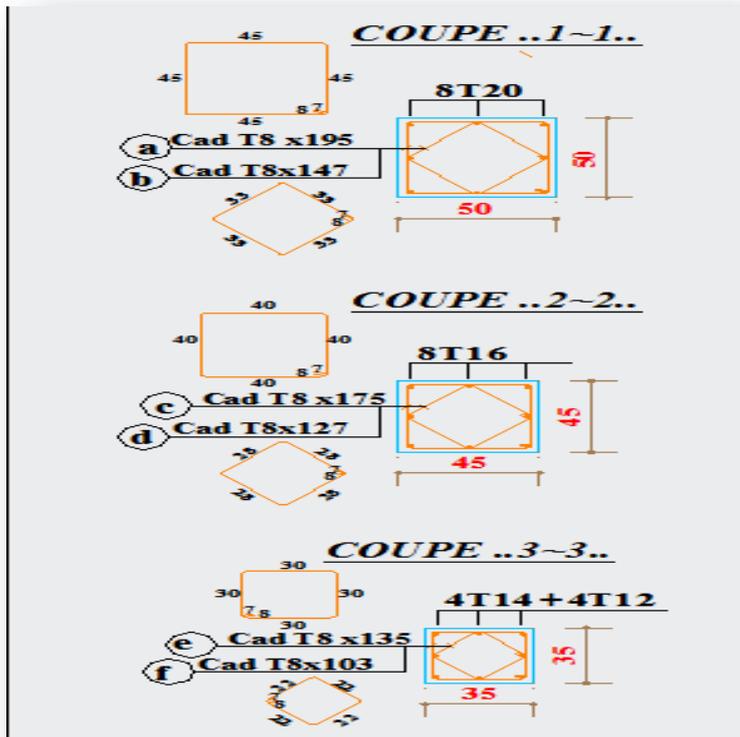
$$B = b h + n (A_1 + A_2) = 50 \times 50 + 15(0 + 13) = 2695 \text{ cm}^2 = 0.2695 \text{ m}^2.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bcmax} &= \frac{N_s}{B} + \frac{M_s V_1}{I_{AN}} = \frac{0.383835}{0.2695} + \frac{0.06256 \times 0.25}{3.84} = 1.42832 \text{ MPA} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \sigma_{bcmin} &= \frac{N_s}{B} - \frac{M_s V_1}{I_{AN}} = \frac{0.383835}{0.2695} - \frac{0.06256 \times 0.25}{3.84} = 1.42017 \text{ MPA} > 0 \end{aligned} \right.$$

Tableau VIII-3 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA Zone courante (cm ²)	A _{max} RPA Zone nodale (cm ²)	A _{cal} sap (cm ²) ELA	A _{cal} sap (cm ²) ELU	Ferrailage longitudinale	
							Section (cm ²)	Le choix des armatures
RDC	(50×50)	17.5	75	150	20.872	21.755	25.13	8T20
Etg.1. (Mezzanine)	(45×45)	14.175	60.75	121.5	11.867	13.615	16.08	8T16
Etg. 2	(45×45)	14.175	60.75	121.5	14.334	15.576	16.08	8T16
Etg. 3	(45×45)	14.175	60.75	121.5	14.470	15.710	16.08	8T16
Etg. 4	(45×45)	14.175	60.75	121.5	16.131	17.193	16.08	8T16
Etg. 5	(35×35)	8.575	36.75	73.5	10.390	10.977	10.68	4T12+4T14
Etg. 6	(35×35)	8.575	36.75	73.5	10.777	13.677	10.68	4T12+4T14
Etg. 7	(35×35)	8.575	36.75	73.5	10.652	13.159	10.68	4T12+4T14
Etg. 8	(35×35)	8.575	36.75	73.5	11.844	15.927	10.68	4T12+4T14
Etg. 9	(30×30)	6.3	27	54	12.537	14.765	9.03	8T12
Terrasse	(30×30)	6.3	27	54	6.064	6.762	9.03	8T12

✓ **Dessin de ferrailage poteau (50×50) :**



✓ Le ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPAv2003, page 49) suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : La hauteur totale de la section brute

f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale; $f_e = 400$ MPA

ρ_a : Coefficient connecteur

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ Si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right) \dots \dots \dots \mathbf{B.A.E.L 91}$$

Tableau VIII-4 : La section des armatures transversales des poteaux

Niveau	h_1 (cm)	V_u (KN)	Δg	ρ_a	f_e (MPa)	t (cm)	t' (cm)	At (cm ²)
RDC	50	43.642	4.284	3,75	235	10	15	1.392
Etg.1 (Mezzanine)	45	33.042	4.76	3,75	235	10	15	1.171
Etg. 2	45	33.042	4.76	3,75	235	10	15	1.171
Etg. 3	45	47.051	4.76	3,75	235	10	15	1.668
Etg. 4	45	47.051	4.76	3,75	235	10	15	1.668
Etg. 5	35	35.643	6.12	2.5	235	10	15	1.625
Etg. 6	35	35.643	6.12	2.5	235	10	15	1,625
Etg. 7	35	40.741	6.12	2.5	235	10	15	1.857
Etg. 8	35	40.741	6.12	2.5	235	10	15	1.857
Etg. 9	30	28.705	7.14	2.5	235	10	15	1.526
Terrasse	30	28.705	7.14	2,5	235	10	15	1.526

VIII-3/LES POUTRES :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

-Les travées et les appuis des poutres sont sollicités défavorablement sous :

- Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L91**

1.35G+1.5Q.....(ELU)

- Combinaisons accidentelles selon le **RPAv2003, page38**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G+Q\pm E} \\ \mathbf{0.8G\pm E} \end{array} \right.$$

3.1/Exemple d'étude d'une poutre principale :

a) Méthode de calcul :

Pour les combinaisons 'ELU', '0.8G±E', 'G+Q±E', on prend :

- Le moment maximum.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant
- La vérification à L'ELS se fait avec les règles **B.A.E.L 91**

Pour la combinaison ELS, On vérifie juste les contraintes.

Le calcul se fait pour chaque trois niveau, et on prend en considération la file la plus sollicité.

Le calcul des sections d'aciers se fait avec les règles **B.A.E.L91**

- ✓ Calcul des armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau **RDC**

Tableau VIII-5 : Sollicitations de la poutre principale

Section	T(KN)	Mu_t (KN)	Mu_a (KN)	Ms_t (KN)	Ms_a (KN)
(30×45)	115.71	70.70	-115.32	54.50	-82.61

En travée :

E.L.U :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.07070}{0.3(0.9 \times 0.45)^2 \times 14.17} = 0.101 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = \mathbf{0.133}$$

$$\mathbf{Z} = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.405 (1 - 0.4 \times 0.133) = \mathbf{0.383}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \sigma_{st}} \rightarrow \mathbf{A_{st} = \frac{0.07070}{0.383 \times 347.826} = 5.31 \text{ cm}^2}$$

Le choix en travée : 3T12+3T12=3.39+3.39=**6.78 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 45}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (1.35 ; 1.46) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 1.46 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{70.70}{54.50} = 1.30 ; \alpha_{travée} = 0.133$$

$$\alpha \leq \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.4$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Armature minimale :

Selon le **RPA99 v2003** : $A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min}=6.75 \text{ cm}^2$

Armature maximale :

Selon le **RPA 99v2003** : $\begin{cases} A_{max} = 4\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Zone courante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$

En appuie :

E.L.U :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.11532}{0.3(0.9 \times 0.45)^2 \times 14.17} = 0.165 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.165)}) = \mathbf{0.227}$$

$$\mathbf{Z} = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.133) = \mathbf{0.368}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow \mathbf{A_{st} = \frac{0.07070}{0.383 \times 347.826} = 9.01 \text{ cm}^2}$$

Le choix en appuie : $3T14 + 3T14 = 4.62 + 4.62 = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 45}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (1.35 ; 1.46) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 1.46 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{115.32}{82.61} = 1.39 ; \alpha_{appuie} = 0.227$$

$$\alpha \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.445$$

$\alpha_{appuie} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Armature minimale :

Selon le RPA99 v2003 : $A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$

Armature maximale :

Selon le RPA 99v2003 : $\begin{cases} A_{max} = 4\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Zone courante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$

Espacement entre les armatures transversales :

Selon RPA :

$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30\text{cm} \right)$ en zone nodale, avec ϕ_1 est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal

$S't \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm} \right) \rightarrow St \leq \min (11.25 ; 14.4 ; 30\text{cm})$

On choisit : $St \leq 11.25 \text{ cm} \quad ; St = 10\text{cm}$

- En zone courante : $S't \leq \frac{45}{2} \rightarrow S't \leq 22.5 \text{ cm}$

On choisit : $S't = 15 \text{ cm}$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1.14 ; 3 ; 1.2)$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

3.2/Exemple d'étude d'une poutre secondaire :

Calcul des armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau RDC.

Tableau VIII-6 : Sollicitations de la poutre secondaire

Section	T(KN)	Mu_t (KN)	Mu_a (KN)	Ms_t (KN)	Ms_a (KN)
(30×35)	13.79	7.40	-19.42	5.30	-14.1

En travée :

E.L.U :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.0074}{0.3(0.9 \times 0.35)^2 \times 14.17} = \mathbf{0.0175} < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0175}) = \mathbf{0.022}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.315 (1 - 0.4 \times 0.022) = \mathbf{0.312}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0.0074}{0.312 \times 347.826} = \mathbf{0.68 \text{ cm}^2}$$

Le choix en travée : 3T12 = **3.39 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 35}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (1.05 ; 1.14) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 1.14 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.40}{5.30} = 1.40 ; \alpha_{travée} = 0.022$$

$$\alpha \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.45$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Armature minimale :

Selon le **RPA99 v2003** : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Armature maximale :

{

Selon le **RPA 99v2003** : $A_{max} = 4\%(b \times h) = 42 \text{ cm}^2$ Zone courante

$A_{max} = 6\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

En appuie :

E.L.U :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.01942}{0.3(0.9 \times 0.35)^2 \times 14.17} = 0.046 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = \mathbf{0.058}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.058) = \mathbf{0.307}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0.01942}{0.307 \times 347.826} = \mathbf{1.82 \text{ cm}^2}$$

Le choix en appuie : 3T12 = **3.39 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 35}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (1.05 ; 1.14) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 1.14 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.42}{14.1} = 1.37 ; \alpha_{appuie} = 0.058$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.435$$

$\alpha_{appuie} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Armature minimale :

Selon le **RPA99 v2003** : $A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Armature maximale :

Selon le **RPA 99v2003** : $A_{max} = 4\%(b \times h) = 42 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

Espacement entre les armatures transversales :

Selon RPA :

$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30\text{cm} \right)$ en zone nodale, avec ϕ_1 est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal

$S't \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm} \right) \rightarrow St \leq \min (8.75 ; 14.4 ; 30\text{cm})$

On choisit : $St = 8.75 \text{ cm}$

- En zone courante : $S't \leq \frac{35}{2} \rightarrow S't \leq 17.5 \text{ cm}$

On choisit : $S't = 15 \text{ cm}$

Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min} \right)$

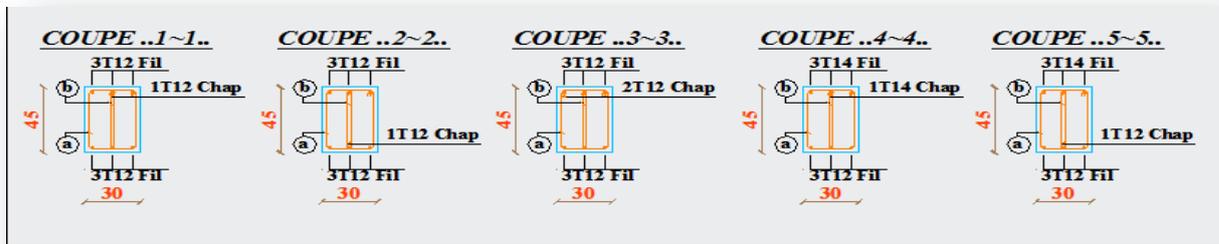
$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1 ; 3 ; 1.2)$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

Tableau VIII-7 : Ferrailage des poutres.

Poutres	Niveaux	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Amin (cm^2) RPA99	Travée(cm^2)		Appuie (cm^2)		ϕ_t (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	Choix	A trouvée	Choix			
Poutres Principales (30×45)	RDC	6.75	5.31	3T12+3T12	9.01	3T14+3T14	ϕ_8	10	15
	Etg.1 (Mezzanine)	6.75	3.14	3T12+1T12	3.46	3T12+1T12	ϕ_8	10	15
	Etg. 2	6.75	3.65	3T12+1T12	4.66	3T12+2T12	ϕ_8	10	15
	Etg. 3	6.75	3.77	3T12+1T12	5.15	3T12+2T12	ϕ_8	10	15
	Etg. 4	6.75	3.92	3T12+1T12	5.65	3T14+1T14	ϕ_8	10	15
	Etg. 5	6.75	4.15	3T12+1T12	5.88	3T14+1T14	ϕ_8	10	15
	Etg. 6	6.75	4.53	3T14	6.11	3T12+3T12	ϕ_8	10	15
	Etg. 7	6.75	4.71	3T12+2T12	6.68	3T12+3T12	ϕ_8	10	15
	Etg. 8	6.75	4.82	3T12+2T12	7.05	3T14+2T14	ϕ_8	10	15
	Etg. 9	6.75	5.06	3T14+1T14	7.32	3T14+2T14	ϕ_8	10	15

	Terrasse	6.75	5.04	3T14+1T14	5.83	3T14+1T14	\emptyset_8	10	15
Poutres secondaires (30×35)	RDC	5.25	0.68	3T12	1.82	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg.1 (Mezzanine)	5.25	1.305	3T12	1.305	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 2	5.25	1.305	3T12	1.305	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 3	5.25	1.305	3T12	1.305	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 4	5.25	1.305	3T12	1.364	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 5	5.25	1.305	3T12	1.426	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 6	5.25	1.305	3T12	1.447	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 7	5.25	1.305	3T12	1.628	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 8	5.25	1.305	3T12	1.756	3T12	\emptyset_8	10	15
	Etg. 9	5.25	1.305	3T12	1.745	3T12	\emptyset_8	10	15
	Terrasse	5.25	1.305	3T12	1.371	3T12	\emptyset_8	10	15



VIII-4/LES VOILES :

4.1/ Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent " action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

4.2/Les combinaisons :

Selon le **RPA99v2003**, les combinaisons a considérer sont les suivants :

$$1.35G+1.5Q.....(ELU)$$

$$G+Q.....(ELS)$$

$$G+Q \pm E$$

4.3/Calcul de ferrailage :

a) Méthode de calcul : Méthode de contraintes

On prend le comme exemple de calcul le voile le plus sollicité de section a=25cm

Tableau VIII-8 : Sollicitations des voiles

Section (m ²)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
0.25× 3.6	6703.816	34476.90	2958.915
0.25× 3.4	6261.759	44018.798	2335.9

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 1.2^3}{12} = 0.036 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{6703.816}{0.3} + \frac{34476.90 \times 0.6}{0.036} \rightarrow \sigma_1 = 596.96 \text{ MPA} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{6703.816}{0.3} - \frac{34476.90 \times 0.6}{0.036} \rightarrow \sigma_2 = -552.27 \text{ MPA} < 0$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$ → La section des voiles est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des armatures pour la zone tendue.

Armature vertical:

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à reprendre les contraintes de flexion composée. Le **RPA99v2003** exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Le **RPA99v2003** exige :

$$A_t = 0.15 \% (b \times h) \rightarrow A_t = 0.15 \% (0.25 \times 1 \text{ ml}) = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature horizontal :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité des longueurs du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%

$$A_t = 0.15 \% (b \times h) = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En zone courante 0.10%

$$A_t = 0.10 \% (b \times h) \rightarrow A_t = 0.10 \% (25 \times 100) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature transversal:

Les armatures transversaux perpendiculaires aux face du voile sont prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

- ✓ La distance des armatures verticales :

$$d \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow d \leq \frac{1}{10} \times 250 \rightarrow d \leq 25 \text{ mm}$$

On adopte **d=12mm**

$$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ✓ L'espacement :

Selon le **B.A.E.L, 91** On a :

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(50 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99v2003** :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(37.5 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{tBAEL} ; S_{tRPA})$$

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

- ✓ Le diamètre des armatures longitudinales :

D'après le **RPA99v2003** ; On adopte le même ferrailage que les armatures verticales :

$$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm}$$

✓ Le diamètre des armatures des cadres :

D'après le **DTR-B,C-2,42** et le **B.A.E.L91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm; les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4 /m² au moins.

On prend donc 4Ø6 /m².

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :

V : effort tranchant.

B0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile d=0.9*h.=0.9*3.06=2.754

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 \times d} = \frac{2958.915 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.754} = 4,30$$

$$\tau_b = 4.30 < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPA} \rightarrow \text{C.V}$$

4-4/ calcul des deux exemples de voiles par la méthode des contraintes :

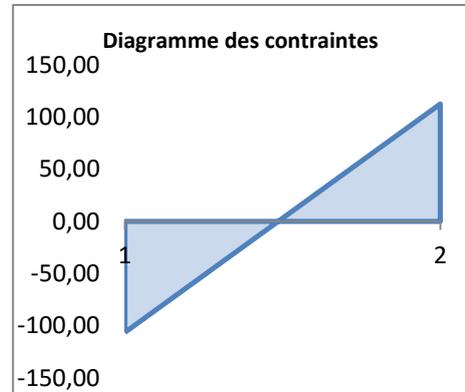
Tableau VIII-9 : Ferrailage du 1^{er} type de voile

		exemple voile v1			
		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)
V2	51	94.83	3.85	3.6	0.25
	82	94.02	-3.42	3.6	0.25
	447	-99.68	2.37	3.6	0.25
	450	-98.88	2.41	3.6	0.25

A (m ²)	l (m4)	V (m)	σt (T/m ²)	σc (T/m ²)	Lt (m)		N (T)	A (cm ²)	ferrailage min
0.900	0.972	1.800	112.496	98.237	3.60	ET	94.83	23.71	23.7075
0.900	0.972	1.800	110.800	98.133	3.60	ET	94.02	23.51	
0.900	0.972	1.800	-106.367	-115.144	0.00	EC	EC	EC	
0.900	0.972	1.800	-105.404	-114.330	0.00	EC	EC	EC	

s_1 (kN/m ²)=	-115.144	Compression
s_2 (kN/m ²)=	112.50	Traction

L (m) =	3.60
e (m) =	0.25
lt (m) =	3.06



La section est : **Partiellement tendue**

s (moyenne en KN /m²)= 234.89

Effort normal équivalent à cette contrainte moyenne:

N (KN/ml) = 58.72

Section d'armature verticale correspondante (cm²/ml):

Avec (cm²/ml)= 1.69

En zone d'about (cm²) : 0.34

En zone courante (cm²) : 1.35

Amin vert

(cm²)= 15.30

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section égale à :

Ah(cm²/ml)= 0.42 Soit T10 e= 15 cm

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les deux nappes pendant le coulage du béton. Soit 4 T 8 /m²

Tableau VIII-10 : Ferrailage du 2eme type du voile

		exemple voile v2			
		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)
V4	1	-177.17	-1.39	3.4	0.25
	2	-177.17	1.7	3.4	0.25
	59	72.45	0.13	3.4	0.25
	97	72.45	0.06	3.4	0.25

Tableau VIII-11 : Ferrailage des deux types de voiles

Épaisseur des voiles (cm)	Armatures verticales				Armatures horizontales				Armatures des cadres
	$A_{min} (cm^2)$ 0.7%(b*h)	A calculé	$A_{choisis} (cm^2)$	$S_t (cm)$	$A_{min} (cm^2)$	A calculé	$A_{choisis} (cm^2)$	$S_t (cm)$	
25	17,5	23.71	16T14	30	3.75(globale ment) 2.5(courante)	23.71	16T14	30	4Ø6
25	17.5	18.11	12T14	30	//	18.11	12T14	30	4Ø6

Chapitre IX

Etude de fondation



IX-1/INTRODUCTION :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

IX-2/LA STABILITE DES FONDATIONS:

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...)

Les massifs de fondation doivent être stables : c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

IX-3/LE CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :

Le choix le type de fondation dépend du :

- Types d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

On a opté comme fondation un radier général à cause de l'importance de l'ouvrage et les charges transmises.

3.1/Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

a) L'épaisseur du radier :

Épaisseur de la dalle :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

h_d : Épaisseur de la dalle.

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives $l_{max} = 5.85 \text{ m}$

D'où,

$$h_d \geq \frac{585}{20} \rightarrow h_d \geq 29.25 \text{ cm}$$

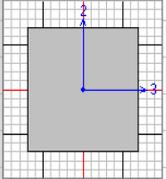
On prend, $h_d = 70 \text{ cm}$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$$

Avec , $Q_u = 1619,784 \text{ KN}$ (voir ci-dessous), $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, $\gamma_b = 1,5$

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C						
Element: 549						
Station Loc 3.060						
Section ID p1(50*50)						
Combo ID ELU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.5 GammaS=1.15						
L=3.060						
B=0.500 D=0.500 dc=0.040						
E=32000000.0 fyk=413685.473 fck,cyl=25000.000 Light Mt. Shr. Fac.=1.000 fywk=413685.473						
RLLF=1.000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	7.500E-04	1619.784	2.778	40.495	40.495	40.495



$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] \times 4 = [(u+h+v+h) \times 2] = 320 \text{ cm}$$

$$\text{Charge limite : } Q_{ul} = 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$$

$$\rightarrow Q_{ul} = 0,045 \times 3,2 \times 0,7 \times 25 \times 10^3 / 1,5$$

$$\rightarrow Q_u = 1619,784 \text{ KN} < Q_{ul} = 1680 \text{ KN}$$

c) Débordement :

On n'a pas de débordement a cause du voisinage

d) Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$.

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = z_{min} \times K$$

Avec; K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol) $K=4\text{kg/cm}^3$
(Tableau du module de réaction du sol)

Z : déplacement U_z tiré des résultats du SAP2000.

On a, $z_{max} = -1.4398 \text{ mm}$, $z_{min} = -19.2472 \text{ mm}$

$$\sigma_{b1} = 0.14398 \times 4 = 0.5759 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 1.92472 \times 4 = 7.698 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{3(0.5759) + 7.698}{4} = 2.35 \text{ bars} > \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

Remarque:

On considère que la vérification de la contrainte est vérifié parce que le déplacement max et min qu'on a pris convient au coin du radier telle que la figure ci-dessous.

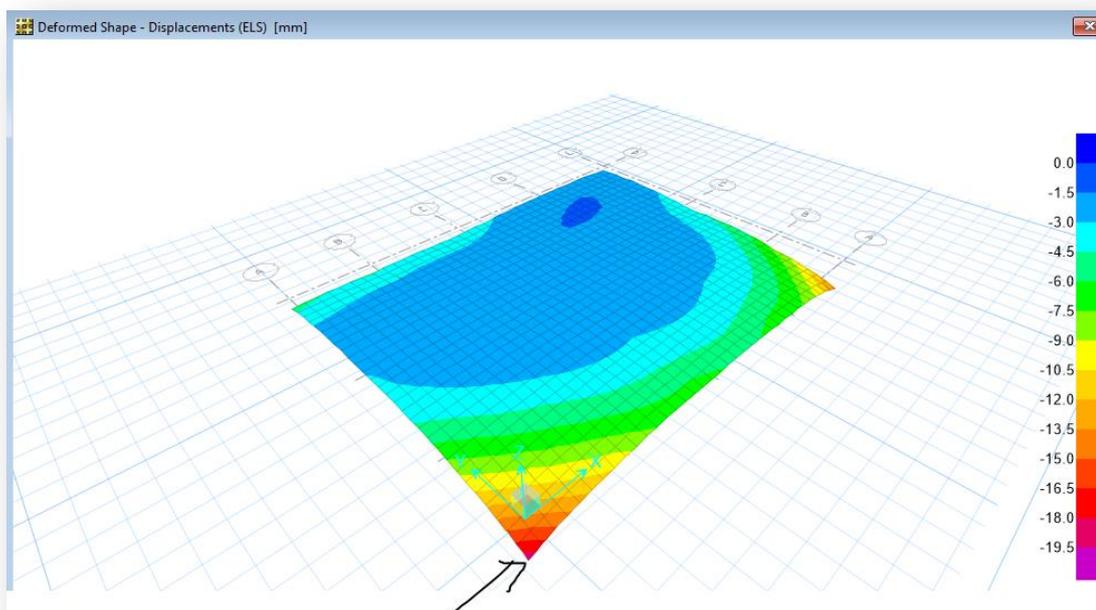


Figure IX-1 : Le déplacement max du radier

3.2/Les différentes sollicitations : Après une modélisation du radier avec le logiciel SAFE, comme élément plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants :

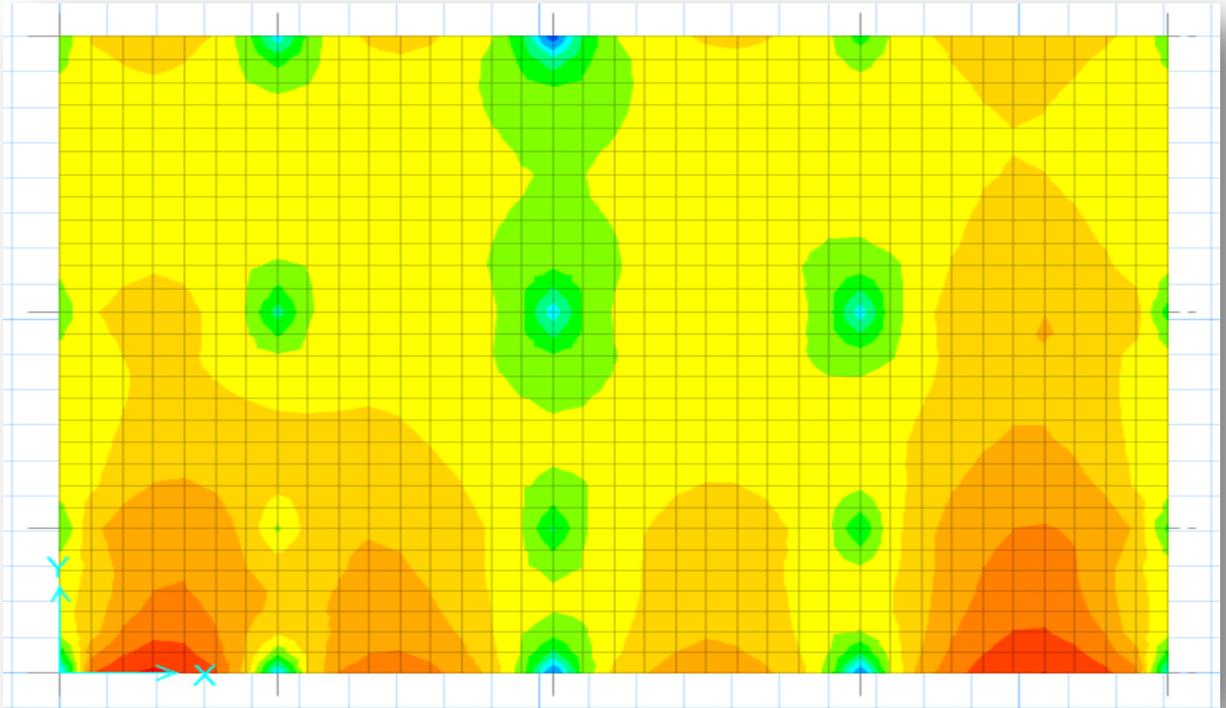


Figure IX-2 : Moments M_{11} à L'ELU

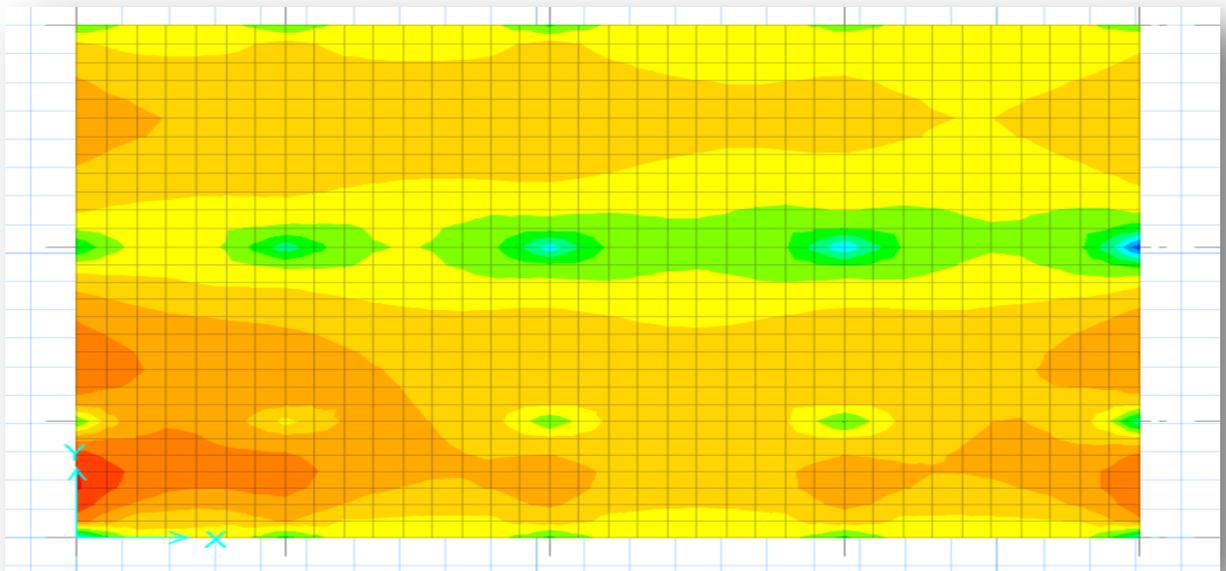


Figure IX-3 : Moments M_{22} à L'ELU



Tableau IX-1: Sollicitations du Radier

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Dalle	Appuis	478.45	384.52	346.05	502.02
	Travée	508.32	464.50	371.12	334.01

3.3/Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de (1×1) m² et en deux directions l’une suivant Lx et l’autre suivant Ly.

En travée :

- **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.50832}{1(0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.044 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = \mathbf{0.056}$$

$$\mathbf{Z} = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.9 (1 - 0.4 \times 0.056) = \mathbf{0.88}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow \mathbf{A_{st} = \frac{0.50832}{0.88 \times 347.826} = 16.61 \text{ cm}^2}$$

Le choix en travée : 9T16 = 18.09 cm²

- **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.46450}{1(0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.040 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = \mathbf{0.051}$$

$$\mathbf{Z} = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.9 (1 - 0.4 \times 0.056) = \mathbf{0.88}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow \mathbf{A_{st} = \frac{0.46450}{0.88 \times 347.826} = 15.20 \text{ cm}^2}$$



Le choix en travée : $8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Remarque :

On ajoute un renforcement du ferrailage au niveau des endroits les plus sollicités au lieu de sur-dimensionner le radier (économique).

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (10 ; 10.8675) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 10.8675 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

Vérification à ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

- Suivant Lx :

$$\gamma = \frac{508.32}{371.12} = 1.37, \alpha = 0.056$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.435$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

- Suivant Ly :

$$\gamma = \frac{464.50}{334.01} = 1.39, \alpha = 0.051$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.445$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Alors les contraintes de béton sont σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiés :

$$\sigma_{bc} = 4.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{st} = 33.43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

Donc le ferrailage calculé à L'ELU convient à L'ELS.

En appuie:



- Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.47842}{1(0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.041 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = \mathbf{0.052}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.9 (1 - 0.4 \times 0.052) = \mathbf{0.88}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0.47842}{0.88 \times 347.826} = \mathbf{15.63 \text{ cm}^2}$$

Le choix en appuie : 8T16 = 16.08 cm²

- Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.38452}{1(0.9 \times 1)^2 \times 14.17} = 0.033 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = \mathbf{0.042}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.9 (1 - 0.4 \times 0.042) = \mathbf{0.88}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0.38452}{0.88 \times 347.826} = \mathbf{12.56 \text{ cm}^2}$$

Le choix en appuie : 8T16 = 16.08 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (10 ; 10.8675) \text{ cm}^2$$

Donc, $A_{st} > 10.8675 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

Vérification à ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Suivant Lx :

$$\gamma = \frac{478.45}{346.05} = 1.38 , \alpha = 0.052$$



$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.44$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

- Suivant Ly :

$$\gamma = \frac{384.52}{502.02} = 0.76, \alpha = 0.042$$

$$\alpha \leq \frac{0.76-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha < 0.13$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition vérifiée

Alors les contraintes de béton sont σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiés :

$$\sigma_{bc} = 5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{st} = 180.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

Donc le ferrailage calculé à L'ELU convient à L'ELS.

Vérification la contrainte du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{2954.3 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9} = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors , $\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots \text{ CV}$

Calcul de l'espacement :

D'après **BAEL91**,

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \text{Min} (81; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.



Chapitre X

Etude économique

X-1/ Introduction :

L'entreprise est un système vivant qui, comme tout autre organisme, se doit être adaptable à son environnement qui évolue suivant les temps. Pour relever les défis, il a fallu chercher à améliorer les méthodes et les moyens spécifiques pour gérer les inévitables aléas. Pour favoriser la créativité, l'engagement et l'autonomie faut penser au Management du projet car c'est un mode de gestion qui demande à être pensé et accompagné.

X-2/ Le management du projet :

Le management du projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir /concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser. Celui-ci ne relève pas seulement de l'application de l'outil de gestion, mais d'un système de gestion à part entière et aussi la fonction de direction de projet.

Le management du projet comprend la planification, l'organisation, le suivi de la progression et la maîtrise de tous les aspects du projet dans un processus continu, afin d'atteindre ses objectifs internes et externes en respectant les coûts, les délais et les spécifications techniques.

X-3/ Projet :

Un projet est ensemble d'actions à réaliser pour satisfaire un objectif défini, dans le cadre d'une mission précise, et pour la réalisation desquelles on identifié non seulement un début, mais aussi une fin.

Un projet est un processus unique, qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entreprises dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques telles que des contraintes de délais, de coûts et des ressources.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la qualité, le cout et le délai, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité de produit réalisé.



Figure X-1 : Facteurs principales d'un projet

X-4/ Cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre.

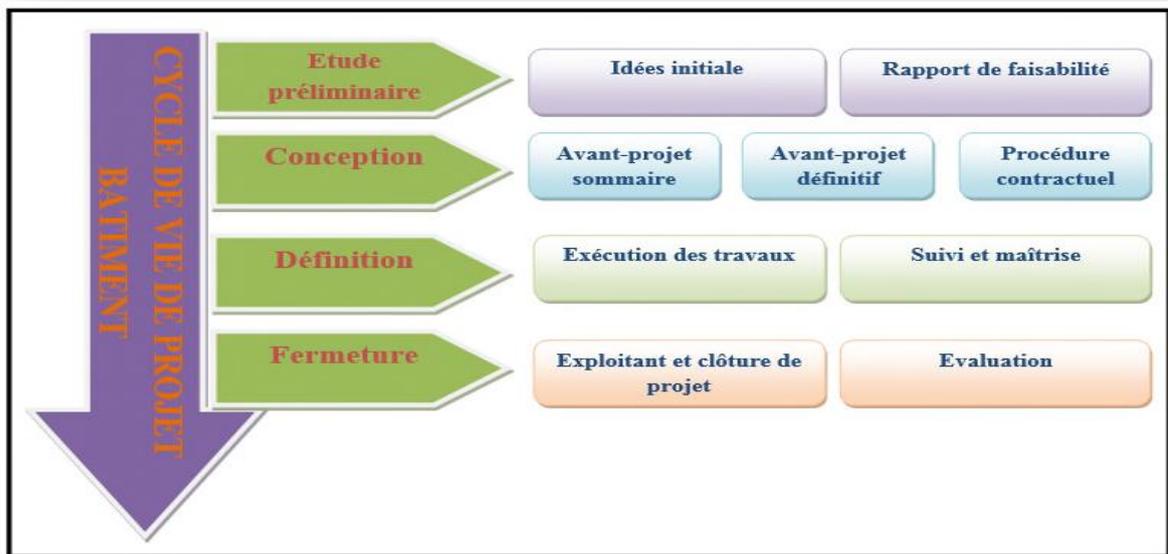


Figure X-2 : Cycle de vie d'un projet bâtiment

❖ **Phase 1 : « Etude préliminaires »** : L'objectif de cette phase est de définir parti d'aménagement et les fonctions que devra assurer l'infrastructure projeté et de s'assurer de la faisabilité technique, environnemental et financière du projet. On distingue généralement deux grandes étapes :

- Etape 1 « L'idée initiale »

Dans cette première étape les objectifs du projet sont déterminées, les tâches et les responsabilités sont spécifiées. Un certain nombre d'idées, de projets et programmes sont exposés dans les grandes lignes. Les idées de projets et d'autres opérations sont identifiées et examinées en vue d'être éventuellement approfondies.

- Etape 2 « Rapport de faisabilité »

L'étude de faisabilité d'un projet peut être réalisée pour permettre d'identifier, de sélectionner ou d'examiner les idées spécifiques et de définir quelles sont les études supplémentaires, éventuelles et nécessaires. Elle devrait décrire la conception du projet dans tous ses détails opérationnels, en tenant compte de tous les aspects politiques, techniques, économiques, financières, institutionnels, environnementaux, socioculturels...L'Object de

cette étude est d'identifier, d'évaluer et de mesurer les effets directs et indirects à court, moyen et long terme du projet et de proposer les mesures adéquates pour limiter les effets négatifs du projet.

- ❖ **Phase 2 : « Conception »** : Permet d'énoncer les grandes lignes de l'ensemble du projet et d'élaborer un plan de projet ayant pour objet de déterminer ce qui doit être fait et par qui. Il s'agit donc de planifier la réalisation du projet en mettant l'accent sur les objectifs, le contenu et le respect des délais et des couts. Elle est constituée de trois étapes :

- Etape 1 : « Avant-projet sommaire APS »

Les études d'avant projet sommaire consisteront à caler un ou plusieurs tracés à étudier le coté géologique, géotechnique, hydrologique, topographique, financier etc... Elles permettent de préciser et de définir le meilleur tracé.

- Etape 2 : « Avant-projet définitif APD »

Dans cette étape, les études précises sont lancées. Le tracé sera alors défini précisément, ainsi que l'ensemble des détails de construction, dont la durée et le cout de réalisation.

Les études d'avant-projet définitif ont pour objet de dimensionner toutes les caractéristiques géométriques et techniques et pour rédiger les clauses administratives du projet.

La recherche de toutes les solutions tendant à l'équilibre des terres doit être une priorité absolue. La prise en compte des conditions météo les plus plausibles lors de la réalisation des travaux de terrassement devra s'effectuer au niveau du rapport géotechnique.

- Etape 3 : « Procédure contractuelle »

Une fois le projet parfaitement défini, il y a lieu de passer à son exécution. Le maître d'ouvrage établit alors un dossier d'appel d'offres. Ce document contiendra tous les éléments techniques qui définiront le projet à réaliser, les référentiels et les normes techniques à prendre en compte et les conditions économiques, réglementaires de réalisation avec en particulier les modes de rémunération. Cette procédure définit en détail toutes les activités, les interactions et les rôles et responsabilités correspondantes.

- ❖ **Phase 3 : « Définition »** : La phase de définition permet de diriger et piloter l'exécution du projet et de surveiller et maîtriser le travail du projet. Elle est constituée en deux étapes :

- Etape 1 : « Exécutions des travaux »

L'exécution technique et financière est le sujet de cette étape. Les règles applicables à l'exécution des travaux sont définies par le code des marchés publics et surtout par les cahiers des charges.

Il est nécessaire de prévoir une phase de préparation du chantier. Le début de la phase de préparation des travaux est fixé à la date de la notification

du marché qui est l'acte par lequel le maître d'ouvrage signifie officiellement au titulaire l'engagement de l'administration.

Le maître d'ouvrage doit assurer à la disposition de l'entrepreneur, les terrains nécessaires et il doit à cette occasion lui délivrer un plan général d'implantation de l'ouvrage.

Ainsi l'entrepreneur doit-il assurer une exécution conforme des prestations et exécuter les travaux dans le délai prévu au marché. Le délai d'exécution des travaux part en principe de la date de notification du marché et expire à la date d'achèvement de travaux fixés par le maître de l'ouvrage à l'occasion des opérations de réception.

- Etape 2 : « Suivi des travaux »

Les processus du groupe « suivi et maîtrise » permettent l'observation de l'exécution dans le but de relever les écarts par rapport au plan de gestion du projet et d'assurer la bonne intégration des modifications ou changements approuvés dans le cadre du projet.

- ❖ **Phase 4: « Fermeture »** : La phase de cloture est la dernière phase du projet, elle met formellement fin à toutes les activités du projet et permet d'évaluer l'adéquation de solution retenue avec les besoins d'origine

- Etape 1 : « Exploitant et clôture de projet »

La réception des travaux et la procédure de clôture s'effectue dans cette étape. Comme c'est schématisé dans la figure suivante :

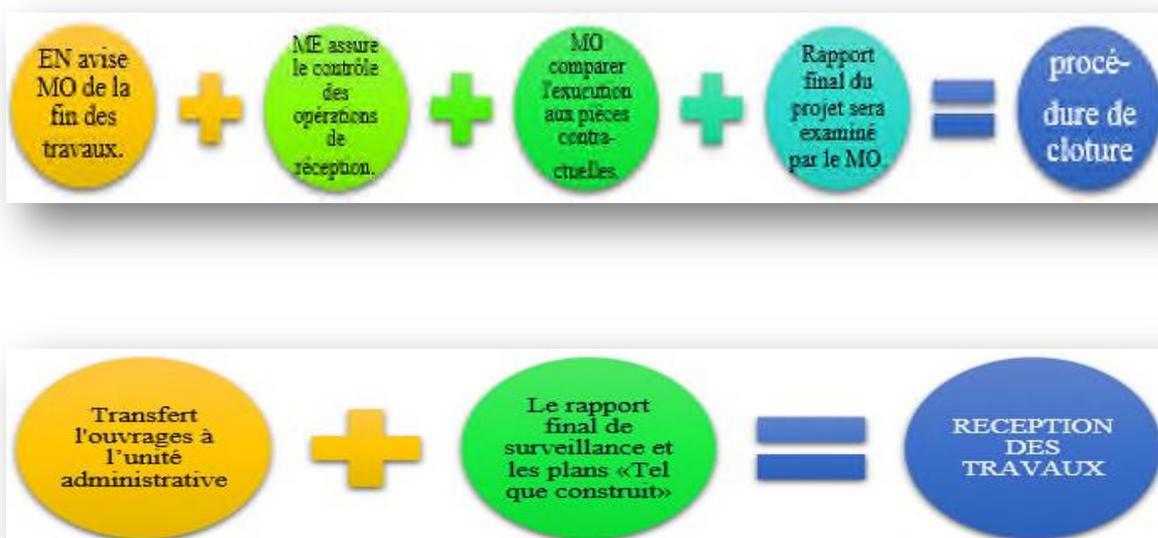


Figure X-3 : Les procédures effectuées dans l'étape exploitant et clôture de projet

- Etape 2 : « Evaluation »

Appréciation périodique d'un projet en termes d'efficience, d'efficacité, d'impact et pertinence dans le cadre des objectifs fixés. Elle se fait généralement comme analyse indépendante portant sur le contexte, les objectifs, les résultats, les activités et moyens déployés en vue de tirer des leçons susceptibles d'orienter la prise de décision.

X-5/Objectifs à atteindre :

Etude économique, comme le titre indique notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai et le cout global du projet. Afin d'atteindre ces objectifs, il faut identifier les taches, identifier des ressources et préparé une WBS (Work breakdown Structure) du projet, pour cela nous avons plusieurs outils à utiliser :

1. **WBS :** Est une division hiérarchique des éléments de travail principaux pour un projet. C'est un organigramme des taches qui est un livrable clé du projet qui organise le travail de l'équipe en sections gérables.
2. **OBS :** La structure organisationnelle montre la structure d'une organisation et représente les responsabilités de chaque membre pour chaque tache d'un projet. OBS répond aux questions concernant les acteurs, compétences, responsabilités, disponibilités, relations et interdépendances.
3. **CBS :** Les couts sont affectés au niveau le plus bas de WBS. Les taches à ce niveau peuvent souvent être subdivisés en activités distinctes à remplir par les différents départements donc une tache peut avoir plusieurs facteurs de couts.

MS Project : Un outil de gestion de projet, conçu pour aider un manager de projet dans l'élaboration d'un plan, l'affectation des ressources aux taches, le suivi des progrès, la gestion du budget et l'analyse des charges de travail.

X-6/ LES ACTEURS DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT :

Les Acteurs d'un projet de construction d'un bâtiment ; sont les différents intervenants qui participent à l'élaboration et à la réalisation d'un projet de bâtiments. Ce projet associe un ensemble d'acteurs directement ou indirectement concernés, ils peuvent être moteurs, décideurs, mais aussi opposants. Le maitre d'ouvrage : cette fonction est remplie par une personne morale pour le compte de laquelle un ouvrage est construit.

La maitrise d'œuvre : doit mener ou commander des études d'opportunité et de faisabilité, définir un programme, arrêter une enveloppe financière prévisionnelle, conclure avec la maitrise d'œuvre et les entrepreneurs qu'elle choisit, les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux. Selon le type de projet à conduire, la maitrise d'ouvrage peut disposer ou non en interne de l'expérience et des compétences nécessaires.

Le maitre de l'ouvrage : définit dans le programme les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire, ainsi que les contraintes et exigences de qualité sociale,

urbanistique, architecturale, fonctionnelle, technique et économique, d'insertion dans le paysage et de protection de l'environnement, relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage.

Dans certains cas, le maître d'ouvrage peut être amené à rechercher une assistance à l'extérieur, vers l'acteur que nous appellerons assistance à maîtrise d'ouvrage. Celui-ci peut être de nature très diverse : chargé de l'étude prospective de la programmation et de la conduite de projet, conseiller pour l'accompagnement d'une réalisation, aide à la gestion de l'exploitation, aide juridique, expertise environnementale.

Le maître d'ouvrage : cette fonction est remplie par une personne morale choisie par la maîtrise d'ouvrage. Le maître d'œuvre a la charge et la responsabilité de la conception et du contrôle d'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser. Il doit s'assurer du respect des choix arrêtés par la maîtrise d'ouvrage, en participant à la traduction de ses choix en termes de conception. Il est garant du respect de la réglementation.

Enfin, il assure le respect des stipulations contractuelles et des règles de l'ary en assistant la maîtrise d'ouvrage dans la passation des contrats de travaux, et en s'assurant, lors des opérations de réception, de la bonne exécution et de la conformité de l'ouvrage. Ainsi, il concourt à la qualité du projet, au respect des délais et des couts et assure le rôle de coordination et de direction des contrats de travaux jusqu'à la réception.

La maîtrise d'œuvre peut s'appuyer sur des personnes réalisant des expertises nécessaires à la réalisation de sa mission (compétences techniques et économiques).

Ces expertises font partie de la maîtrise d'œuvre et ne sont pas des assistants à maîtrise d'ouvrage, nous les appellerons prestations externes.

L'entrepreneur : son activité est régie par les termes contractuels du marché.

L'entrepreneur est chargé d'exécuter les travaux prévus au marché ou de les faire exécuter par des tiers sous-traitants pour des travaux spécialisés.

Les acteurs politiques : sont les membres des pouvoirs exécutifs ou législatifs qui ne sont pas dans le même rôle que celui du décideur. Ils peuvent se trouver à plusieurs niveaux politiques différents (confédération, canton, district, commune, ect.) situés à un degré hiérarchique autre que celui du décideur.

Le fournisseur : cette fonction se distingue de celle du sous-traitant en ce qu'elle n'assure pas directement la réalisation des travaux, mais se borne à l'exécution d'une prestation mobilière (vente de matériaux ou de matériel, etc.).

Le public : c'est l'ensemble des personnes qui constituent l'environnement humain du projet.

L'exploitant : cette fonction concerne la phase d'exploitation et de la maintenance de l'ouvrage. L'exploitant peut être le maître, ou une entité séparée faisant l'objet d'un contrat spécifique avec le maître d'ouvrage.



Figure X-4 : les acteurs de projet de bâtiment.

X-7/ LA WBS D'UN PROJET BATIMENT.

7-1/ Origine :

Le concept de WBS a été développé par le département américain de la défense (United States Département of Défense), pour piloter la mise au point du programme de missile Polaris en 1967 dans la marine. Même si le terme n'était à l'époque pas employé, il constitue la première application d'une décomposition hiérarchique axée sur les tâches et activités à produire pour atteindre les livrables (résultats) voulus. C'est en 1962 que la NASA et l'industrie aéronautique publient un article qui décrit l'approche WBS. En 1968, le département américain de la défense publie une notice définissant l'utilisation de cette méthode de projet dans l'industrie aéronautique.

7-2/ Qu'est-ce qu'un WBS (Works Breakdown Structure)?

Une structure WBS (Works Breakdown Structure), fondement essentiel de tout projet, permet de découper l'ensemble du travail à accomplir en sections gérables. Le guide PMBOK (« Projet Management Body of Knowledge »), conçu et réalisé par le Project

Management Institute, définit le WBS en tant que « découpage hiérarchique en livrable spécifique des travaux à exécuter ».

Un WBS de projet permet donc de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final : les tâches concrètes à réaliser. Le WBS divise visuellement l'ensemble du projet en plusieurs sous-ensembles qui sont compréhensibles et appréhendables par l'équipe assignée au projet. Chaque niveau du projet propose plusieurs sous-niveaux, jusqu'à arriver au niveau final : les tâches concrètes à réaliser.

Le chef de projet crée la structure WBS en identifiant les grands ensembles du projet, puis en les divisant en sous-ensembles jusqu'à arriver aux tâches concrètes du projet qu'il est possible d'assigner à des personnes spécifiques. Les tâches nécessaires à l'obtention de chaque sous-ensemble, ainsi identifiées et regroupées, représentent l'unité de travail à accomplir pour produire le sous-livrable correspondant.

Du point de vue des coûts, ces unités de travail sont généralement allouées à des départements spécifiques au sein de l'entreprise, dont ils ont la responsabilité. Ces départements, ou centres de coûts, qui figurent généralement sur l'organigramme de la société en tant qu'entités distinctes, se voient allouer un budget en fonction des tâches à réaliser. En mettant en parallèle le découpage du projet (WBS) avec ces centres de coût, l'entreprise dispose ainsi non seulement d'une vue globale de la progression du projet, mais également de son impact financier.

7-3/ En quoi le projet bénéficie-t-il d'une structure WBS ?

En plus d'offrir une représentation visuelle du travail à réaliser, le WBS présente de nombreux autres avantages. Ainsi, en répartissant le budget total du projet entre les niveaux supérieurs de la structure WBS, il est possible d'évaluer très rapidement la part à attribuer à chaque département ou centre de coût. En allouant ensuite des estimations de coûts et de temps à chacun des sous-ensembles de la structure WBS, le chef de projet peut dégager le planning global du projet et son budget. Au fur et à mesure de l'avancement du projet, le suivi des sous-ensembles « à risque » du WBS vont permettre l'identification en temps utile des problèmes éventuels d'organisation, de ressources ou de financement.

Une structure WBS peut également être utilisée pour identifier les risques d'un projet.

Ainsi, une branche incomplètement ou incorrectement définie dans le WBS représente une faille potentielle dans la définition du projet dans son ensemble. Il revient au chef de projet de répertorier ces risques dans un rapport de projet et d'en suivre l'évolution attentivement. En outre, l'intégration de la structure WBS avec l'organigramme de la formulation d'un plan de communication au travers de l'entreprise.

Si une unité de travail ou un sous-livrable prend du retard, il suffira au chef de projet d'examiner la structure WBS pour identifier les livrables de plus haut niveau susceptibles d'être affectés. Il est aussi possible d'adopter un code de couleurs pour mettre en évidence le statut des sous-livrables, par exemple rouge pour les tâches en retard, jaune pour les tâches à risque, vert pour les tâches en cours et bleu pour les tâches terminées. D'un simple coup d'œil, le chef de projet peut alors évaluer l'état d'avancement du projet, et attirer l'attention de ses interlocuteurs sur ses points essentiels.

7-4/ comment déployer UN WBS (Works Breakdown Structure)

Voici les règles principales à observer lors de la mise en place d'une structure WBS :

- ❖ Le niveau le plus haut de la hiérarchie représente le livrable final, à savoir le projet lui-même.
- ❖ Les sous-livrables correspondent aux unités de travail assignées aux divers départements de l'entreprise.
- ❖ Les éléments du WBS n'ont pas tous besoin d'être définis avec le même nombre de niveaux.
- ❖ Chaque unité de travail doit définir l'effort, la durée et le coût des tâches à accomplir pour produire le sous-livrable correspondant.
- ❖ En principe, chaque unité de travail doit pouvoir être accomplie en moins de 10 jours.
- ❖ Les unités de travail de la structure WBS doivent être indépendantes les unes des autres.

X-8/ PLANIFICATION ET ORDONNANCEMENT :

8-1/ Introduction :

- ❖ Dans notre projet de fin d'Etude nous avons besoin d'une estimation précise des ressources nécessaires pour la planification ainsi les coûts de chaque tâche et le coût total de réalisation de cette structure.
- ❖ Pour une planification rapide et efficace on a utilisé Microsoft Office Projet qui nous offre une gamme complète d'outils pour produire les prévisions de notre projet.
- ❖ Microsoft Office Projet est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planifications de planifier et piloter les projets, gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts, et les calendriers.

8-2/ Définition de la planification de projet :

- ❖ C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.

- ❖ Les objectifs du planning sont les suivants :
 - Suivre et communiquer l'avancement du projet.
 - Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
 - Affecter les ressources aux tâches.

8-3/ Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant

- ❖ Ce qui doit être fait (tâches).
- ❖ Par qui cela doit être fait (Ressources).
- ❖ Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés.
- ❖ Comment les valider (Jalons).

Les tâches :

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat.

A chaque tâche, il faut associer :

- ❖ Un objectif précis et mesurable.
- ❖ Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- ❖ Une charge de travail exprimée en nombre de journées, et de travailleurs.
- ❖ Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

- Liaison Fin-Début : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- Liaison Fin-Fin : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- Liaison Début-Début : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- Liaison Début-Fin : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme :

- Des événements clés d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables).

Un livrable :

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation,...) ou du projet lui-même.

a/ le chemin critique :

C'est l'ensemble de GANTT est un graphique (chrono gramme) qui consiste à placer les taches chronologiquement en fonction des contraintes techniques de succession (contraintes d'antériorités).

Diagramme de GANTT de notre projet est (voir l'annexe)

8-4/ définition des ressources :

Après la subdivision des taches on doit relier chaque tache avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines.

➤ **Ressources humaines :**

Dans notre projet on a huit groupes :

- Groupe ingénieur : qui d'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- Groupe coffreur : qui s'occupe de tout ce qui est tache ferrailage dans le projet.
- Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tout ce qui est tache ferrailage dans le projet.
- Groupe maçon : qui s'occupe de tout ce qui est tache maçonnerie.
- Groupe électriciens : qui s'occupe de tout ce qui est tache d'électricité dans le projet.
- Groupe de plomberie : qui s'occupe de tout ce qui est tache plomberie dans le projet.
- Groupe de menuiserie : qui s'occupe de tout ce qui tache menuiserie dans le projet.
- Groupe peinture : qui s'occupe de tout ce qui est tache peinture dans le projet.

➤ **Ressources matérielles :**

On distingue deux types de ressources matérielles

❖ **Matériaux**

Tableau X-1: les ressources matérielles (matériaux) du projet.

Béton	Dalle de sol
fer pour ferrailage	Carrelage granito
Brique	Gains d'électricité
Enduit en ciment	Plinthe en terre cuite
Hourdis	Faïence
Treillis soudés	Projecteurs électriques
Enduit en ciment	cadre portes et fenêtres
Remblai	Panneau d'affichage
Bois pour coffrage	Lampe et douille
Gravillon roulé	Fils d'électricité
Feuille de polystyrène	Tuile
Boites d'interrupteurs	tube en béton pour l'eau usée

❖ **Engins :**

- Tracteur pour eau.
- Camion 10 tonnes.
- Grue.
- Chargeur.
- Pelle hydraulique.
- Pelle hydraulique.
- Pompe à béton.

8-5/ Estimation des couts et taches :

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel **MS Project 2003** on obtient les résultats suivants :

- ✓ La durée du projet est de **22 mois de travail.**
- ✓ Le début du projet est prévu le : **01/09/2020**
- ✓ La fin du projet est prévu le : **06/07/2022**
- ✓ Le cout brut du projet est de : **120 000 000.00 DA.**

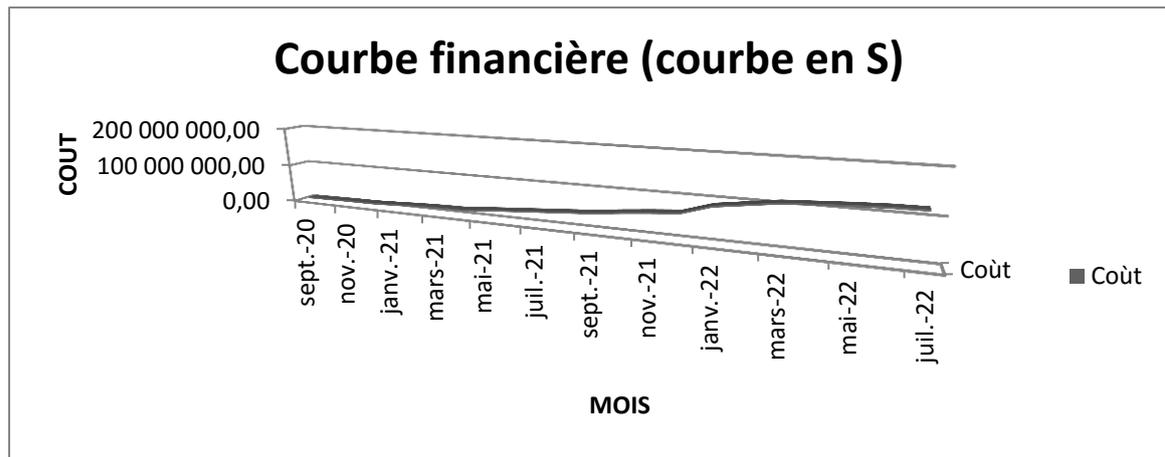


Figure X-5 : courbe financière (courbe en S)

X-9/ Conclusion :

La gestion de projet est un ensemble de techniques d'identifier, planifier et de piloter un projet.

Toutefois l'évolution actuelle a fait susciter l'aspect managériale afin d'avoir une plus grande valeur ajoutée qui permet la conduite du projet vers la réussite.

Ces techniques et outils ne peuvent fonctionner pleinement que dans le cadre d'une gestion par projet.

En effet, nous avons voulu montrer, dans ce chapitre une technique du diagramme de GANTT qui nous permet l'estimation de cout du projet et de faciliter leur réalisation en respectant le budget approuvé.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce modeste travail, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation des techniques et logiciels de calcul tels que (SAP2000, AUTO-CAD) pour faciliter l'analyse et le dessin des structures en tenant compte la sécurité et la résistance structurale, de la conception et l'exécution sans oublié le coté économique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Aussi, grâce au management du projet qui dispose d'outils et techniques (MS Project), on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des couts et des échéanciers.

Enfin, Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

RAPPORT DU SOL

Neuf (09) essais de pénétration dynamique ont été réalisés dans le site de projet, à l'aide d'un Pénétrromètre dynamique lourd de type Geotool (Résistance de pointe RP) et ont été répartis sur toute la surface du site, afin de déterminer la résistance à la pénétration dynamique du sol en place.

Les valeurs enregistrées de la résistance à la pénétration dynamique (RP en bars). Les valeurs minimales des contraintes admissibles estimées à différentes profondeurs d'ancrage.

L'analyse des pénétrogrammes obtenus dans le site du projet permet de constater que les courbes se ressemblent d'une part, ce qui témoigne de l'homogénéité latérale du sous-sol.

Les valeurs de résistances de pointe sont élevées et dépassent les 1.8 bars par endroit, et d'autre part les refus ont été obtenus entre 1.20 et 2.20 profondeur.

Du point de vue géologique, le terrain étudié se caractérise par des Galets de nature calcaire et des dépôts grossiers avec un ou plusieurs horizons indurés (alternance de sable, cailloux et galets dans une matrice argileuse).

Conclusions et Recommandations :

L'étude de sol réalisée par la société EMSEG, concernant le site du projet sis a la Wilaya de Tlemcen, nous a mené à la réalisation de :

- 09 essais au pénétromètre dynamique lourd
- 04 Sondages carottés.

Du point de vue géologique, le terrain étudié se caractérise par des Galets de nature calcaire et des dépôts grossiers avec un ou plusieurs horizons indurés (alternance de sable, cailloux et galets dans une matrice argileuse).

Les essais au pénétromètre dynamique réalisés in situ révèlent une homogénéité des terrains de point de vue faciès et attestent une portance fiable pour le projet prévu sur ce site.

Compte tenu des résultats obtenus par les Essais réalisés et vu l'importance du projet prévu, nous proposons :

- D'opter pour un radier général
- Le taux de travail ou la contrainte admissible serait de 2,00 bars
- Drainage et aménagement du site afin d'éviter l'altération de ces informations.
- Tenir compte des recommandations du CTC relatives à la sismicité de la région.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS :

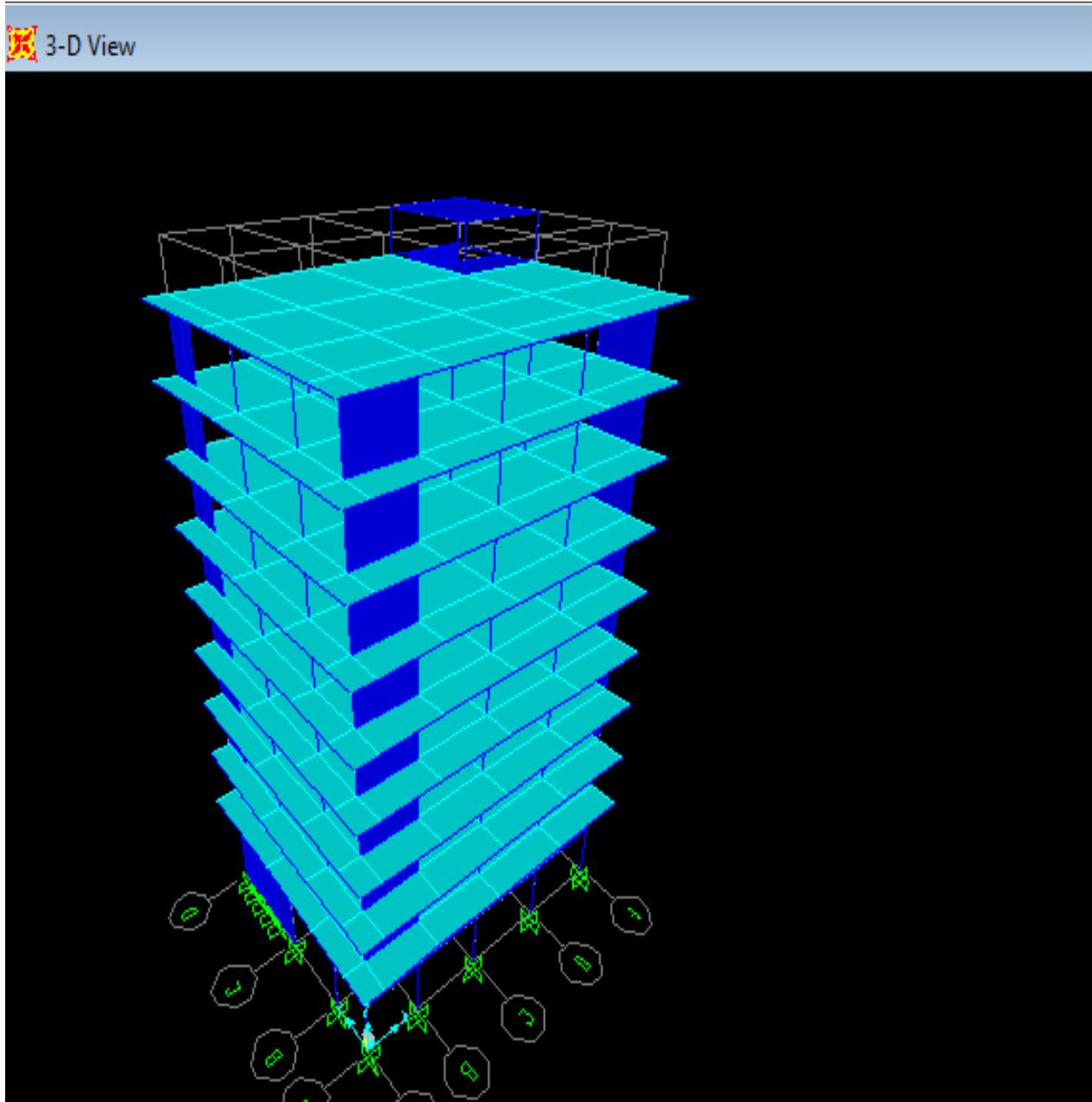
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

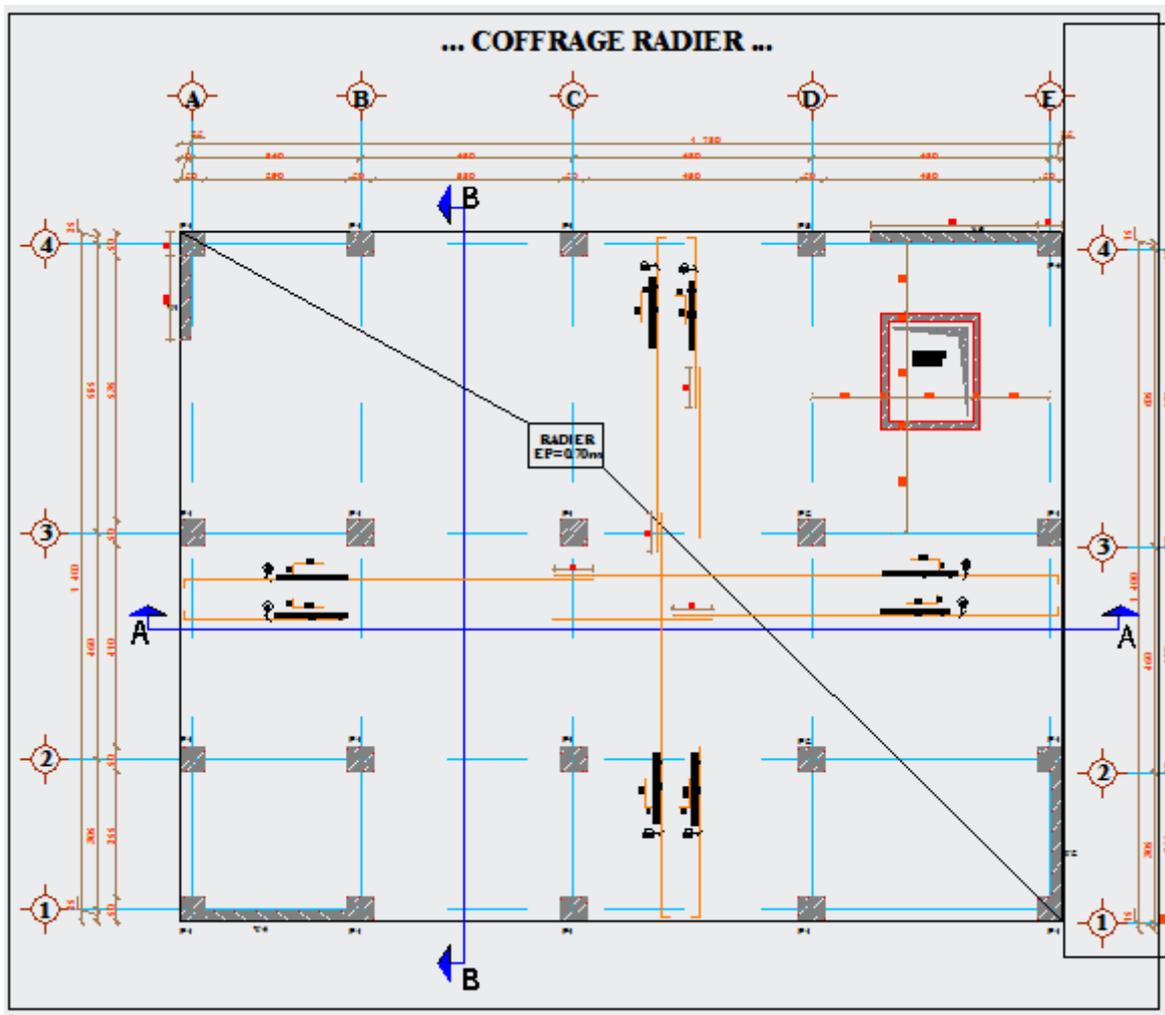
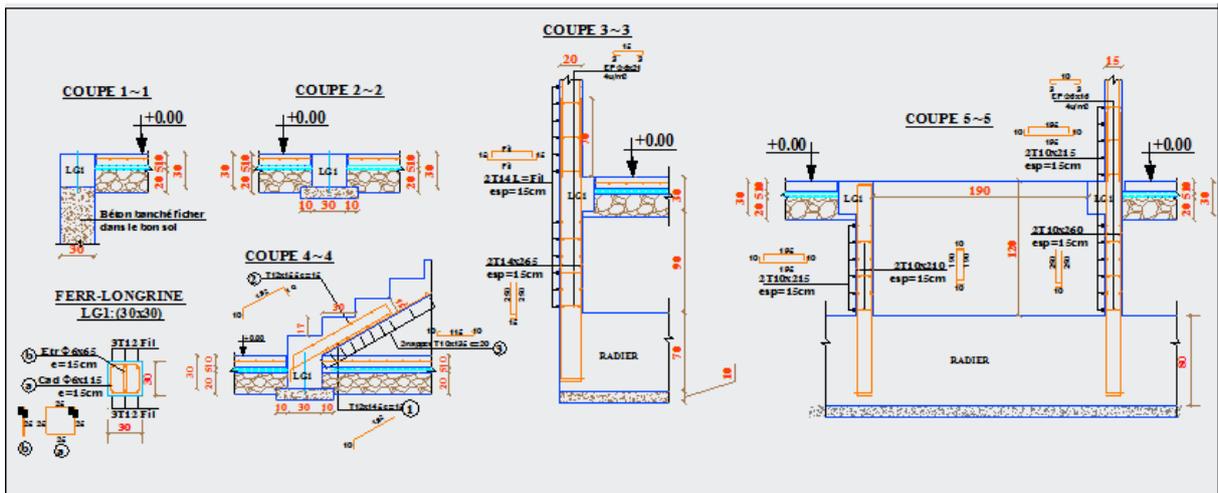
LOGICIELS :

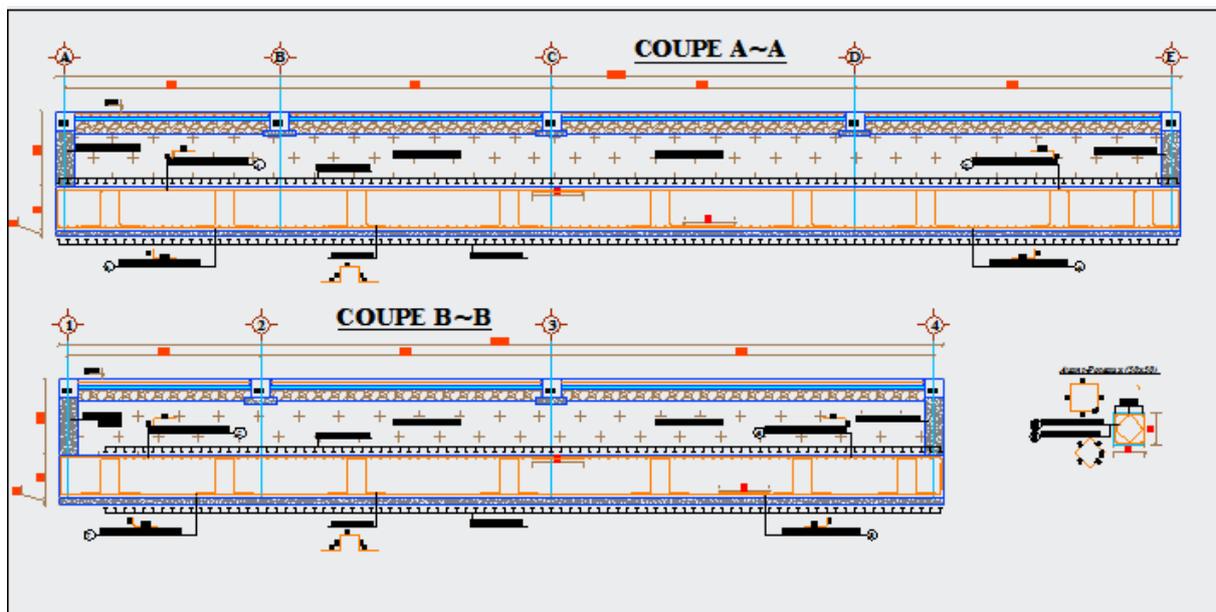
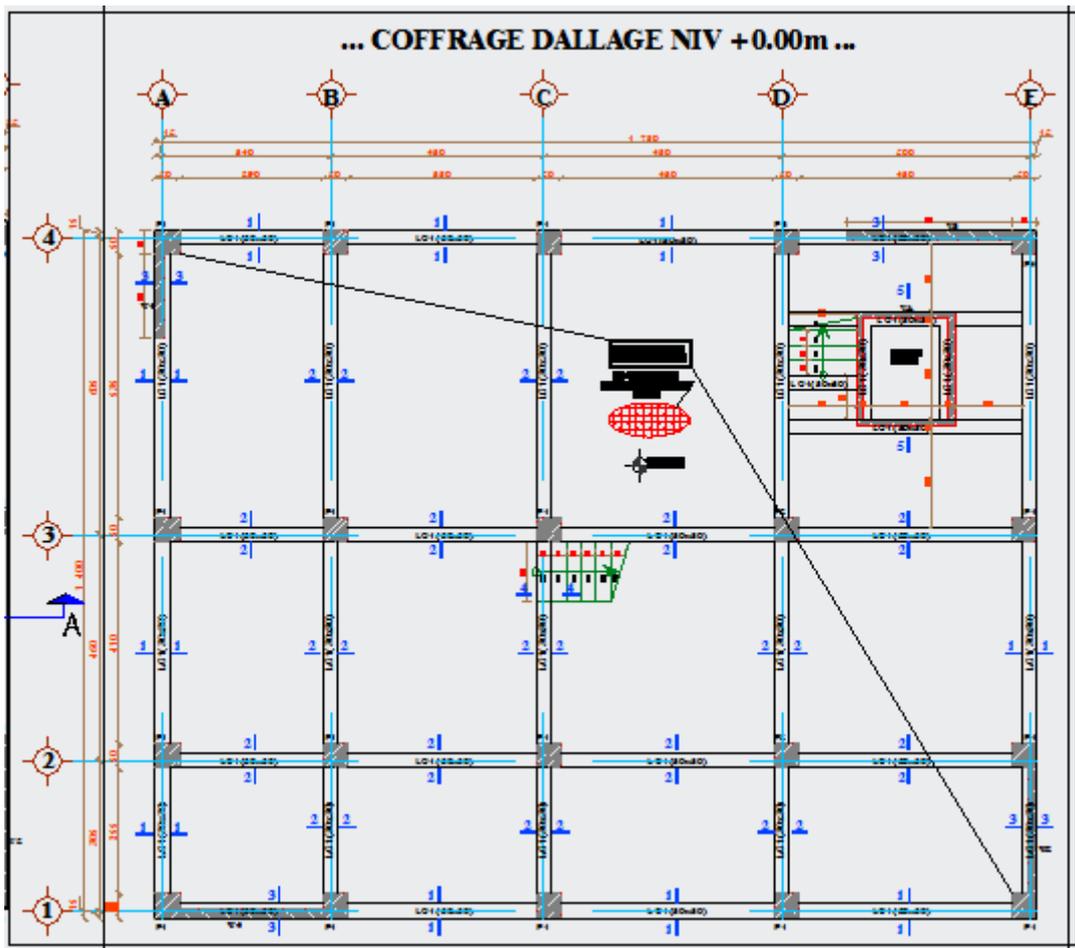
- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2010
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2008-2013

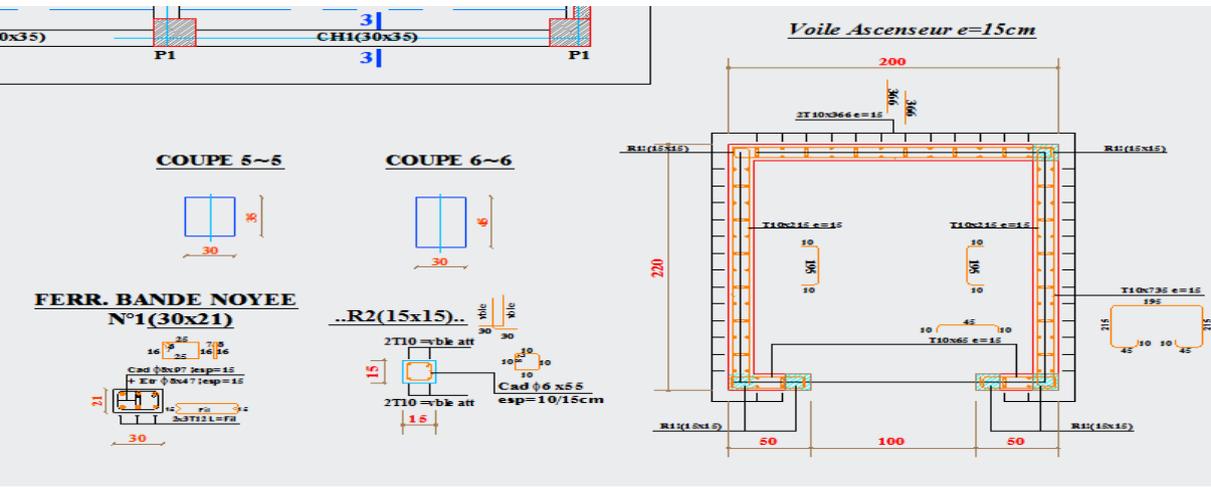
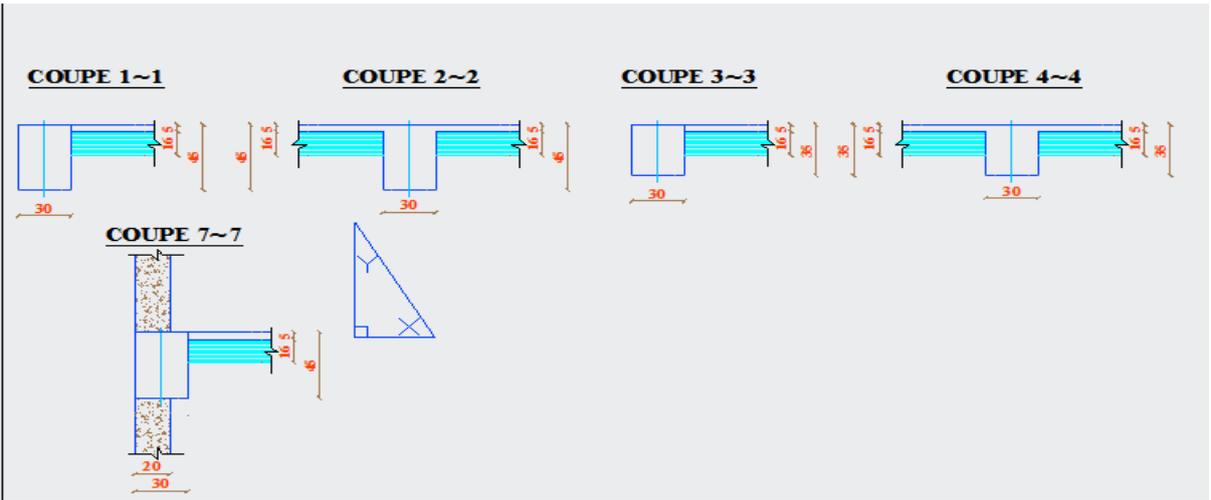
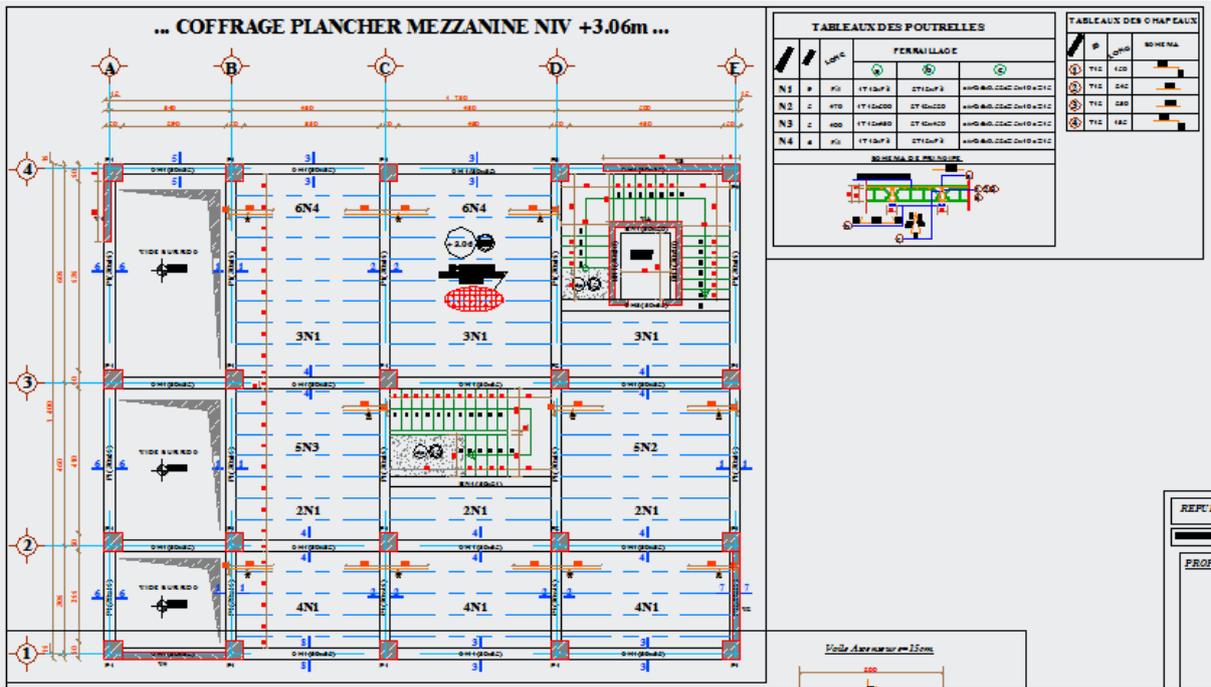
PLANS
D'EXECUTIONS ET
DE GENIE CIVIL

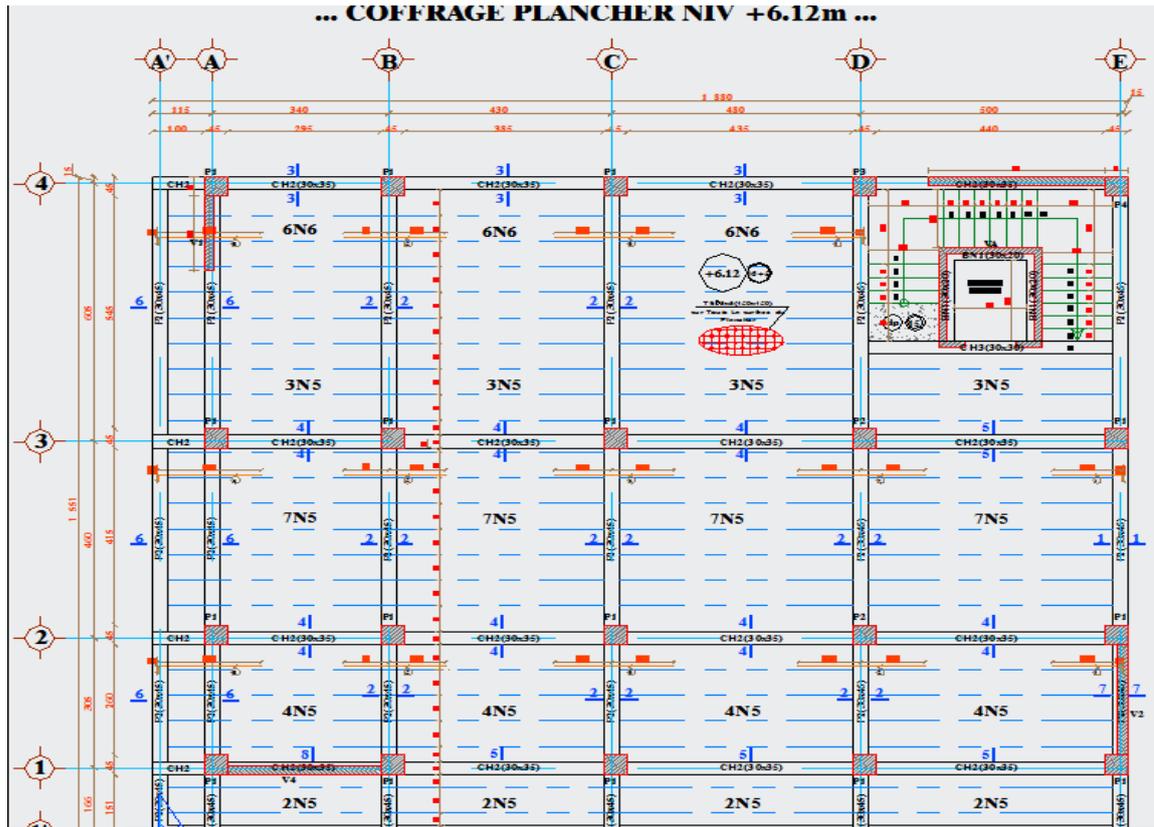
Plan 3D SAAP2000





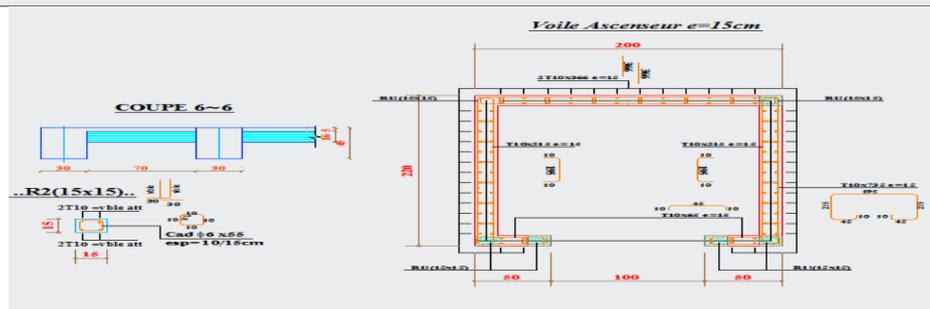
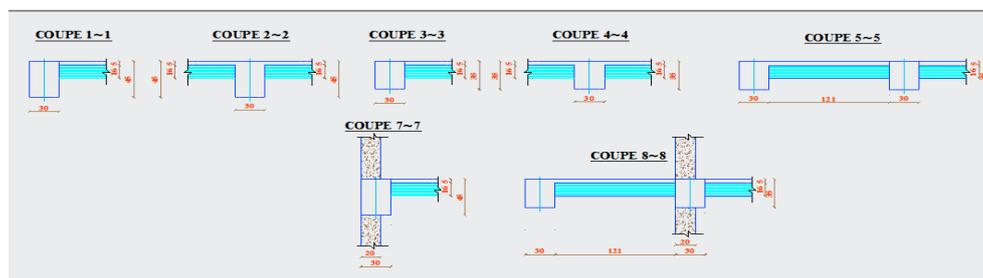






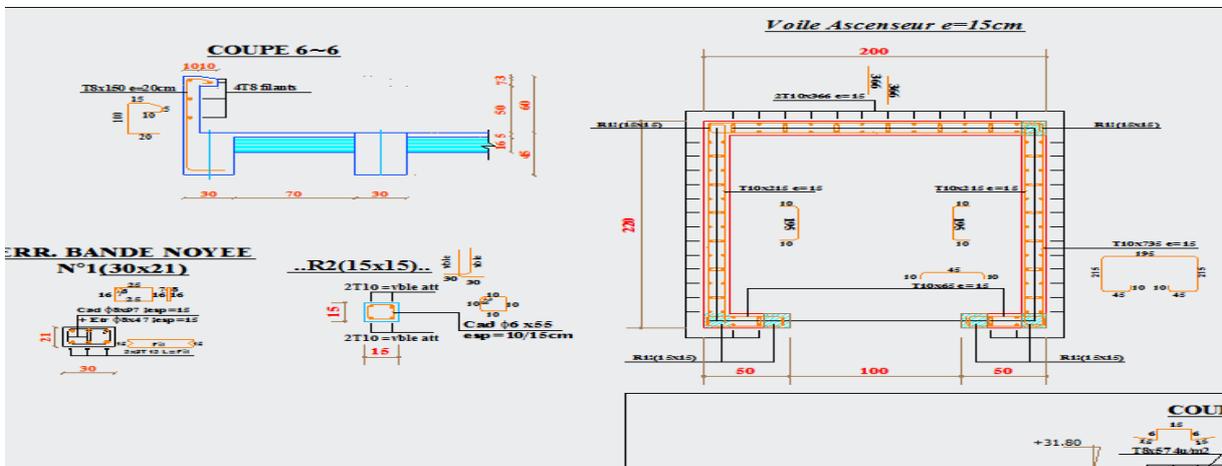
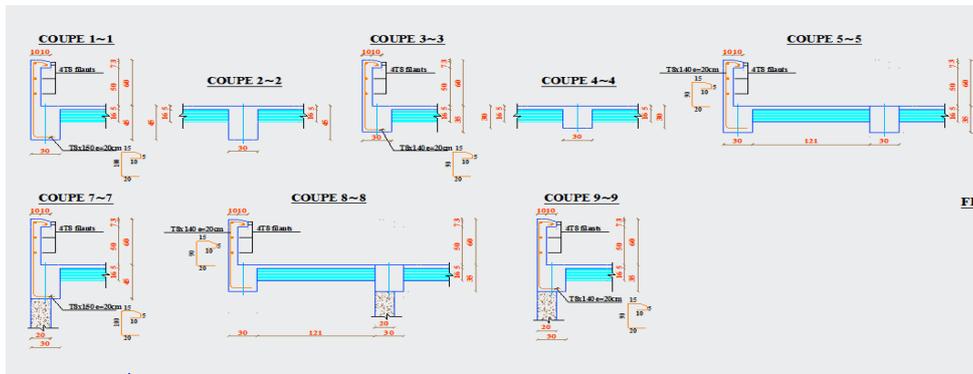
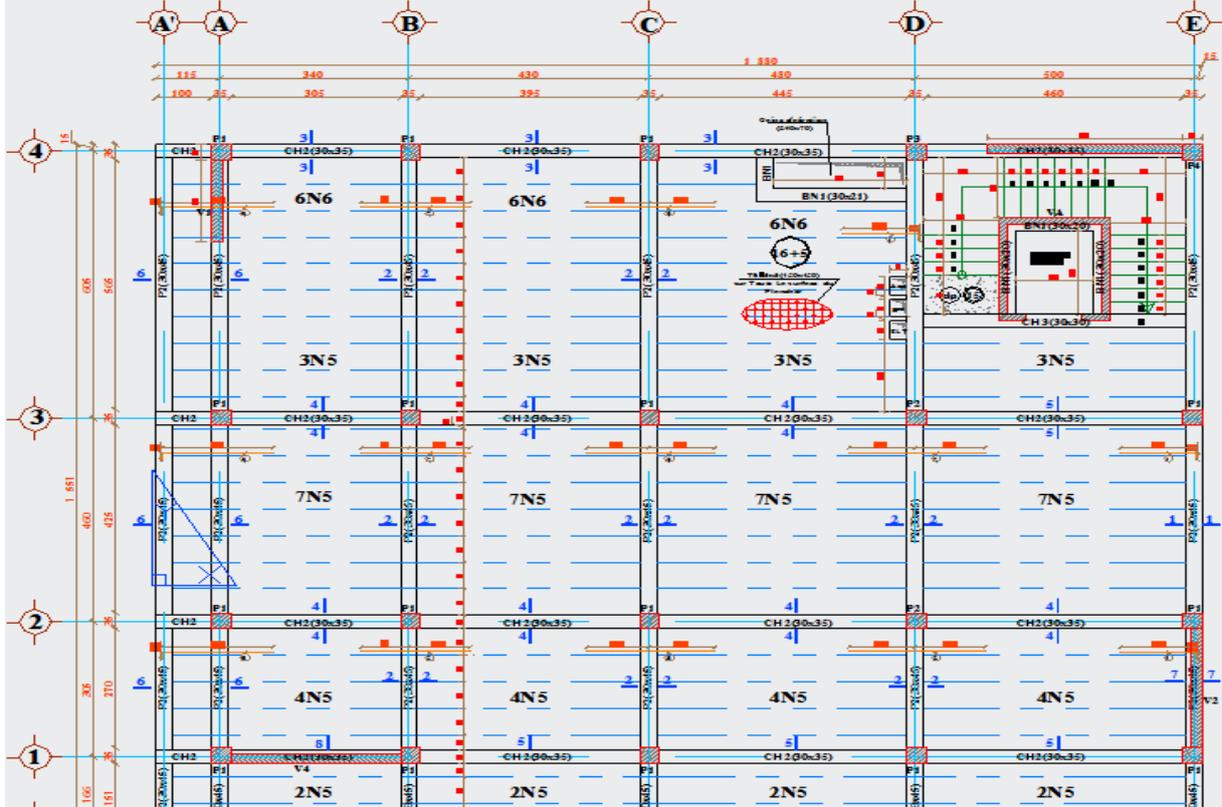
TABLEAUX DES POUTRELLES						TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPERES	ZONE	LONG	FERRAILLAGE			REPERES	Ø	LONG	SCHEMA
			a	b	c				
N1	9	Fil	1T12xFil	2T12xFil	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	①	T12	150	-135 15
N2	5	470	1T12x500	2T12x520	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	②	T12	245	-245
N3	5	400	1T12x430	2T12x450	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	③	T12	230	-230
N4	6	Fil	1T12xFil	2T12xFil	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	④	T12	135	-120 15

SCHEMA DE PRINCIPE

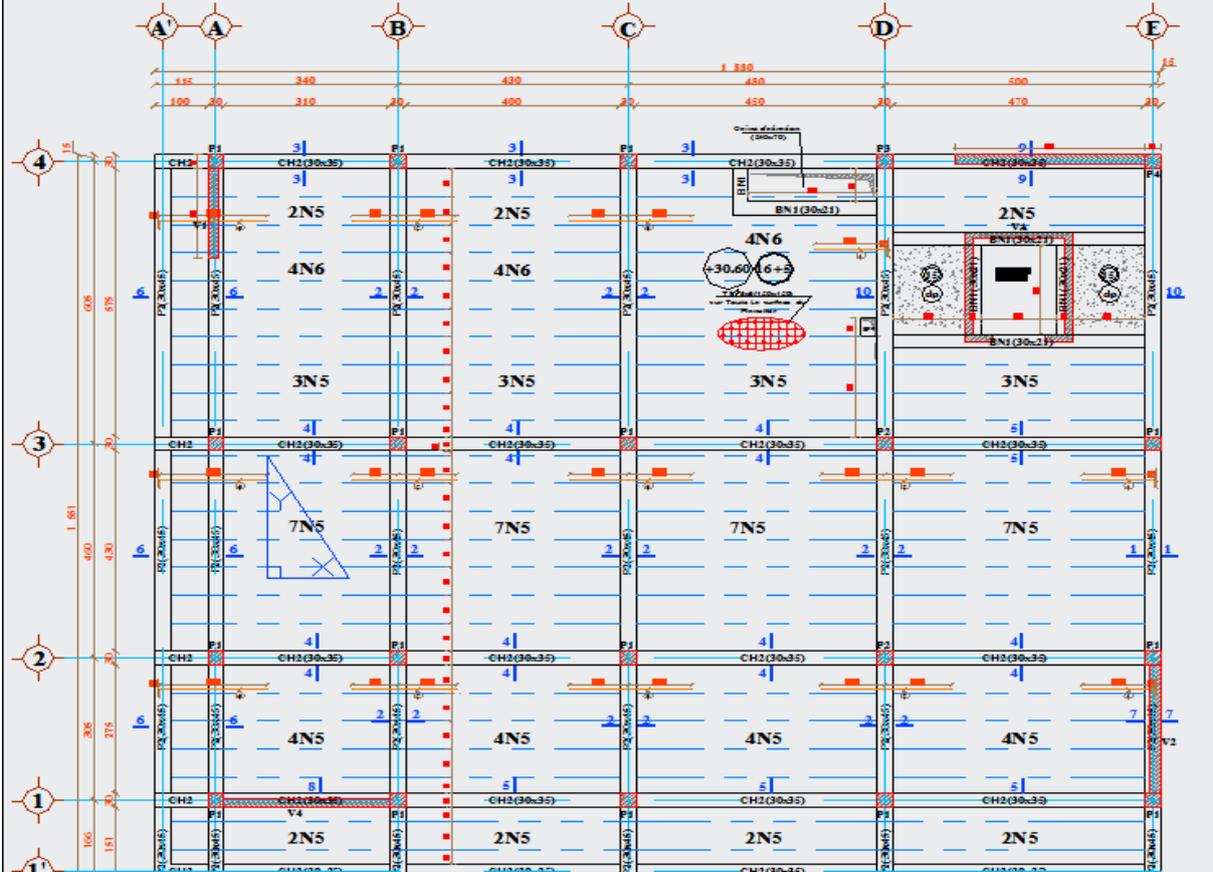


... COFFRAGE PLANCHER

NIV + 9.18m; +12.24m; +15.30m; 18.36m; +21.42m; 24.48m; +27.54m ...



... COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV +30.60m ...

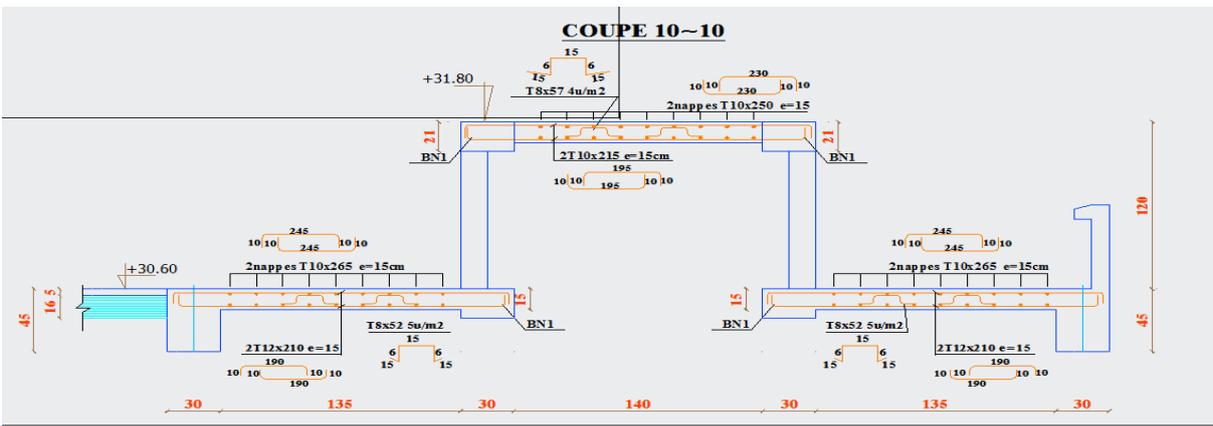


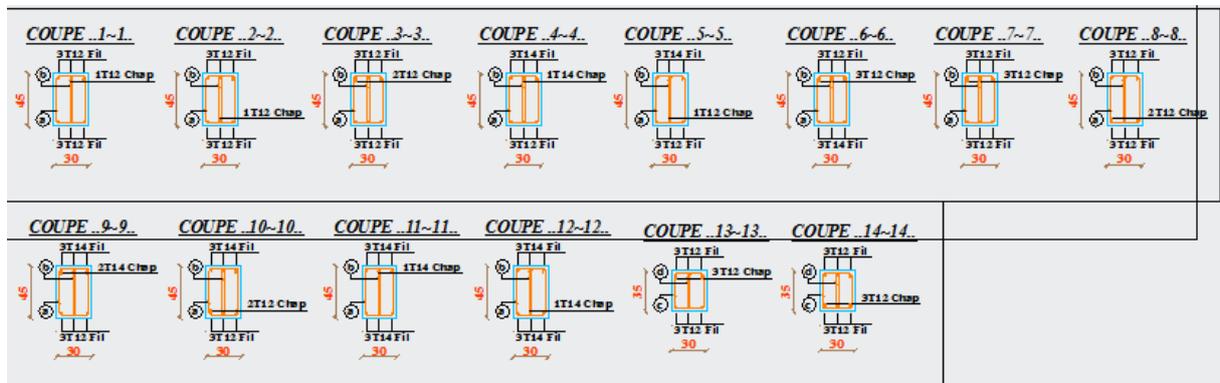
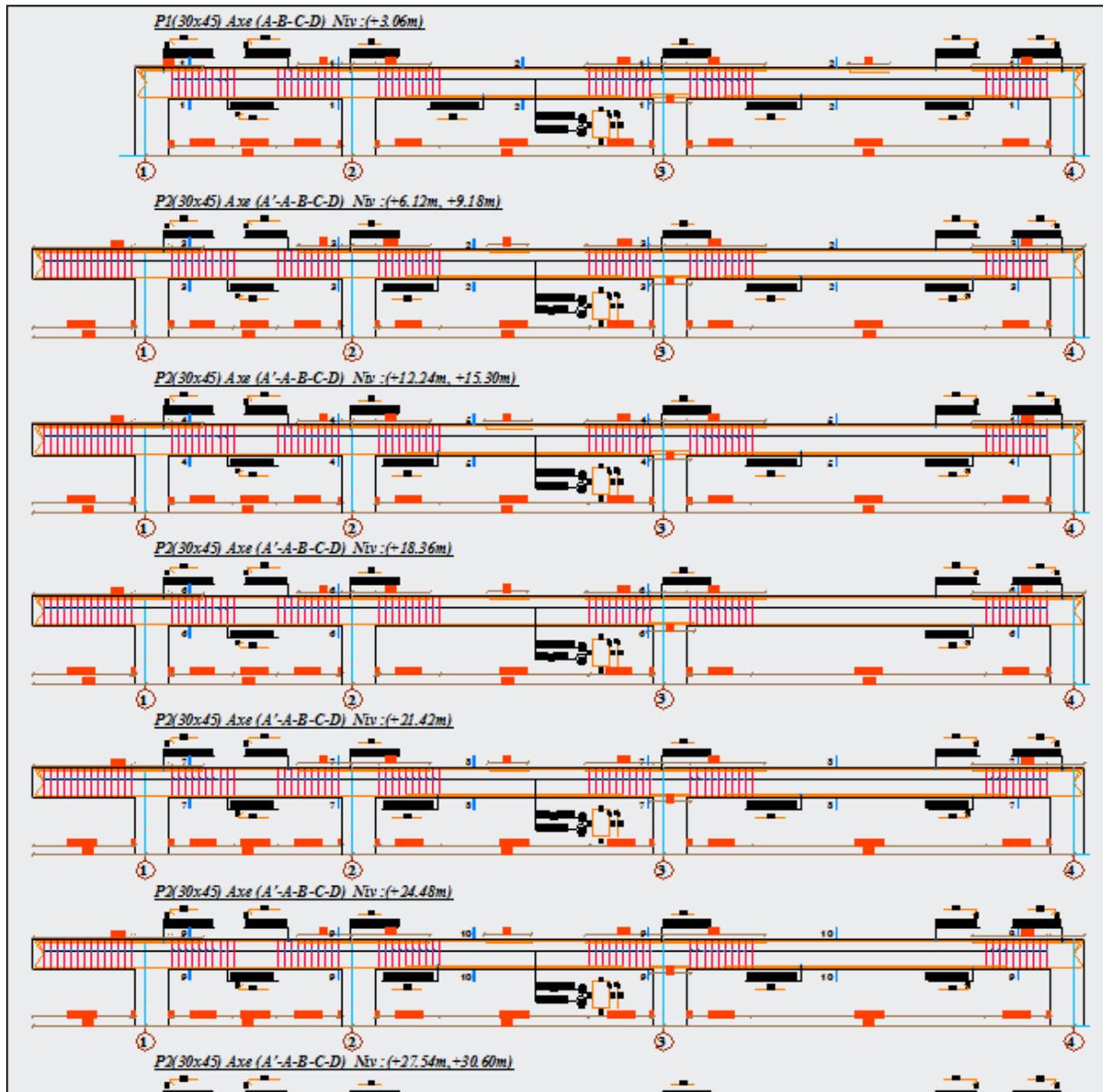
TABLEAUX DES POUTRELLES					
REPERES	NIVEAU	LONG	FERRAILLAGE		
			a	b	c
N1	9	Fil	1T12xFil	2T12xFil	ctrØ6x0.52e=5x10 e=15
N2	5	470	1T12x500	2T12x520	ctrØ6x0.52e=5x10 e=15
N3	5	400	1T12x430	2T12x450	ctrØ6x0.52e=5x10 e=15
N4	6	Fil	1T12xFil	2T12xFil	ctrØ6x0.52e=5x10 e=15

SCHEMA DE PRINCIPE

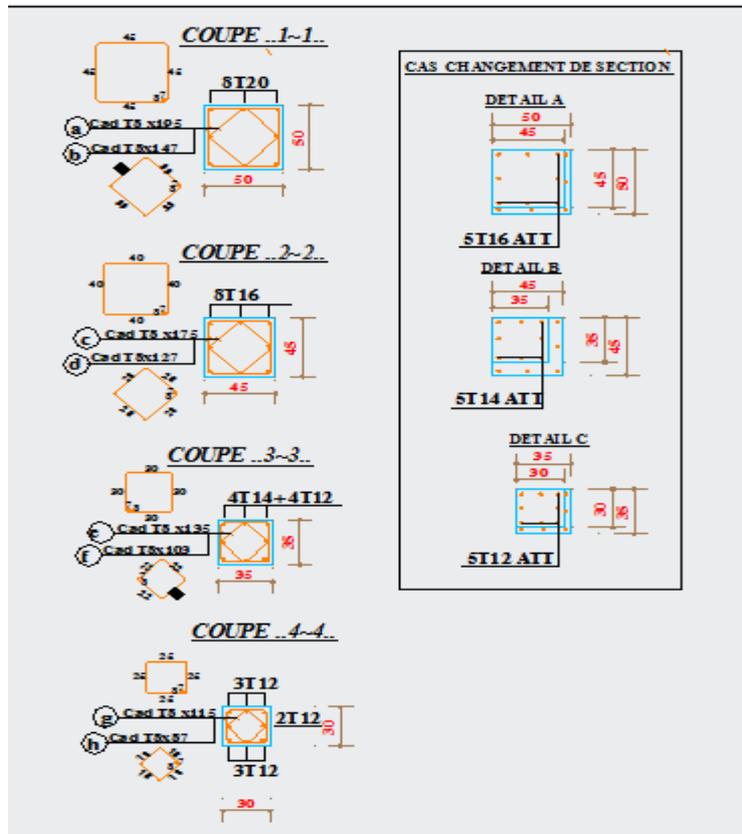
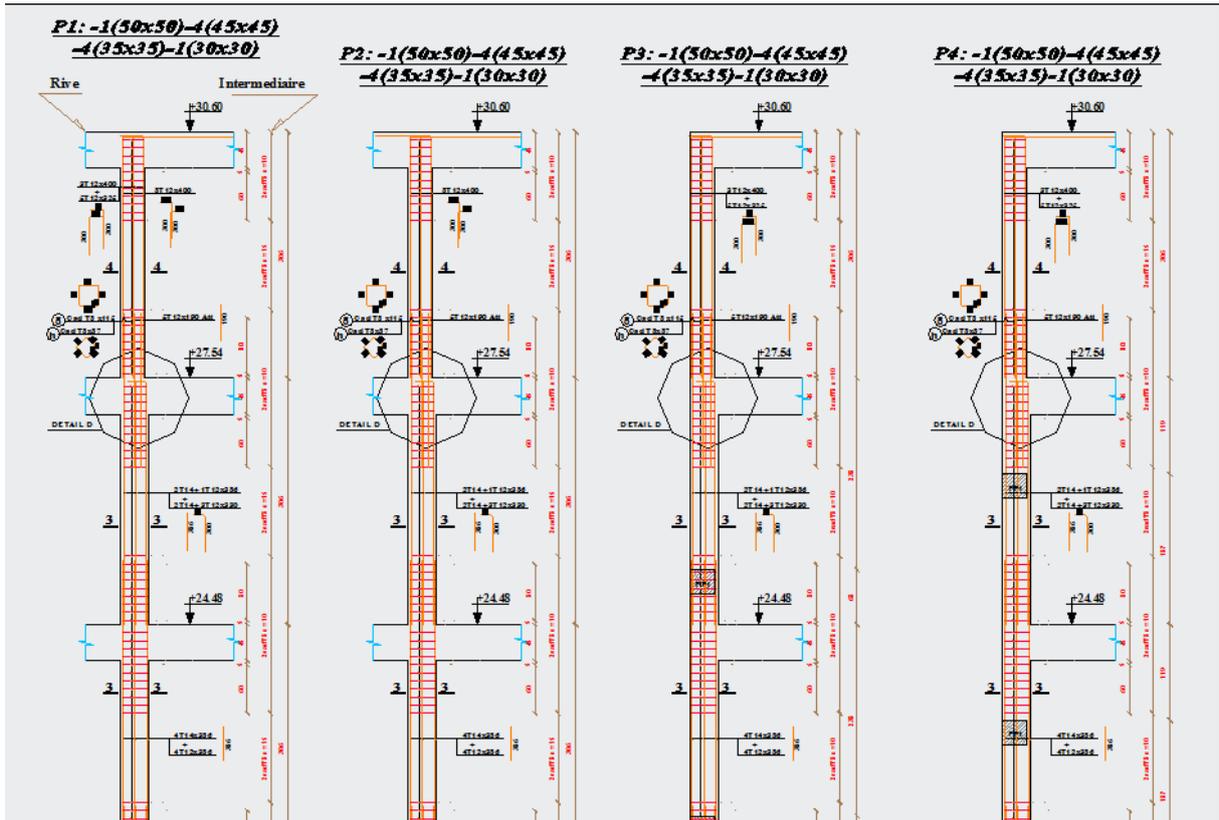
TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPERES	Ø	LONG	SCHEMA
1	T12	150	135 1.5
2	T12	245	245
3	T12	230	230
4	T12	135	120 1.5

REPUBLICHE ALG
WELARA DE STEMMEN
PROPRIETAIRE M

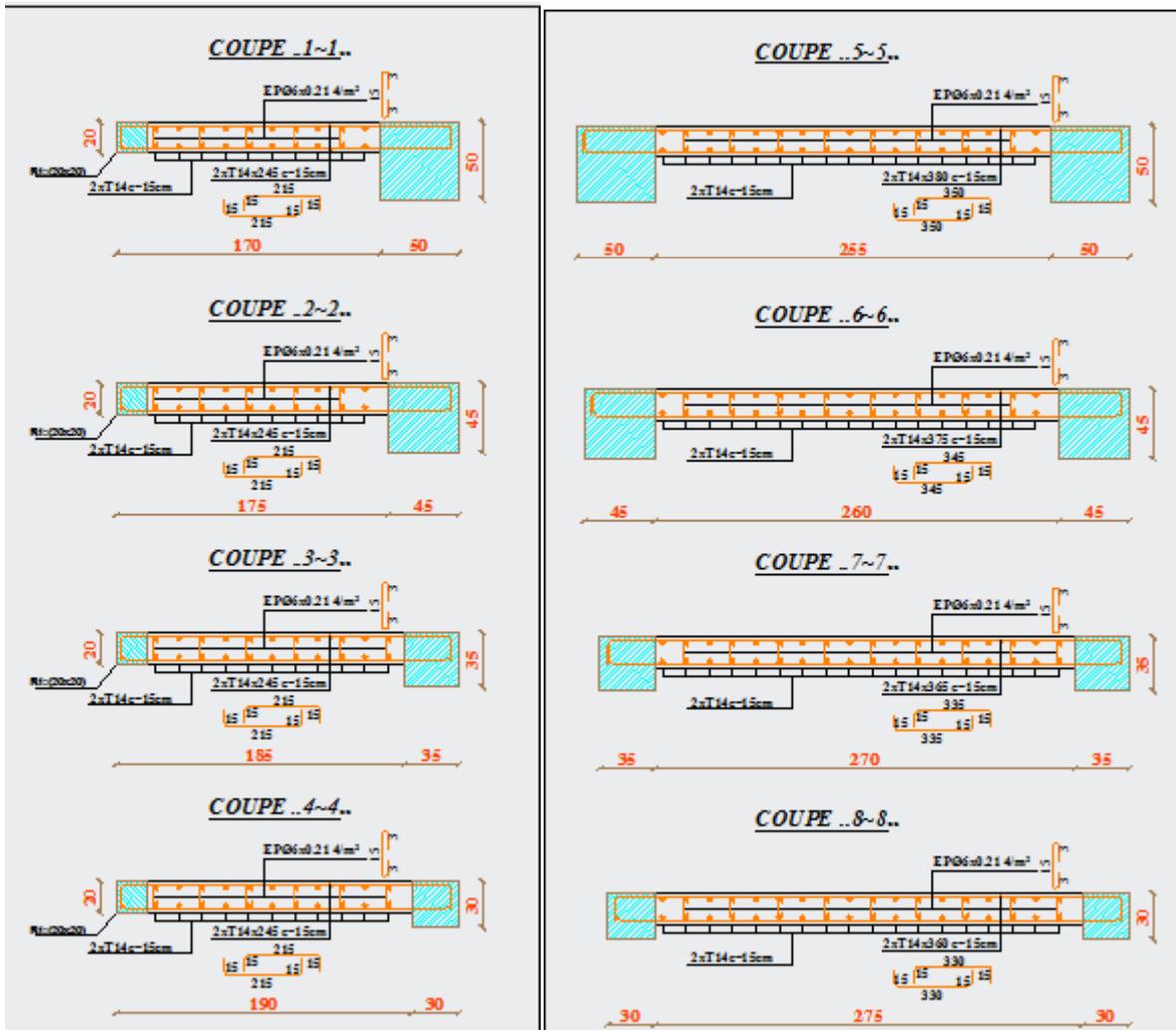
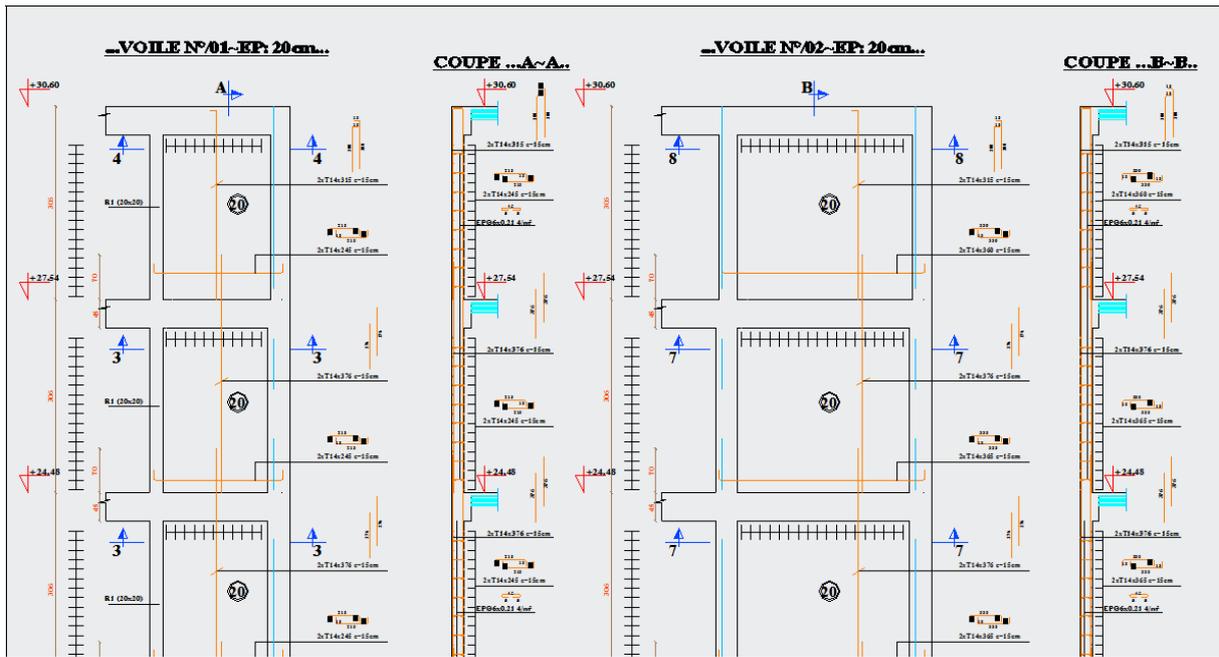




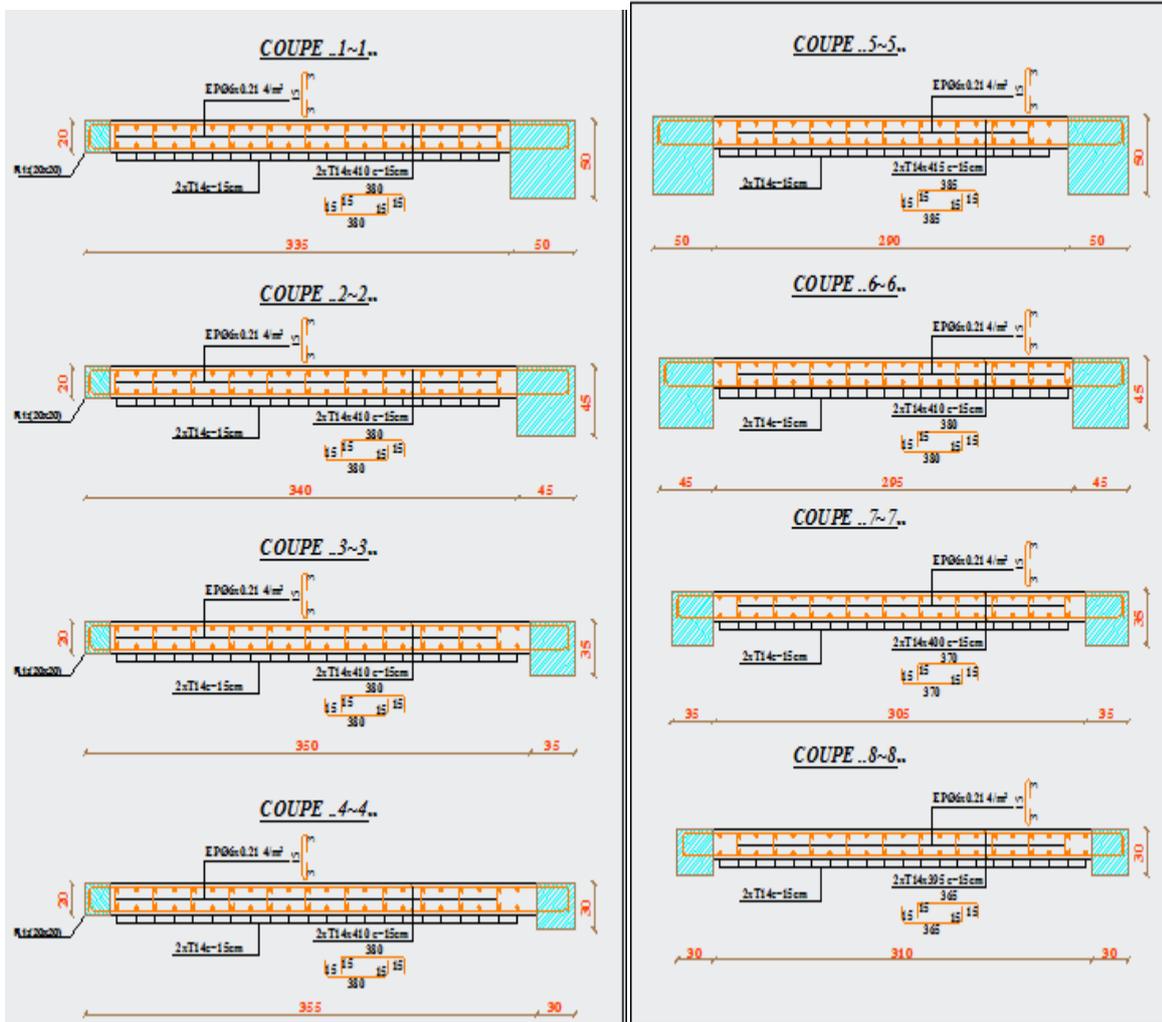
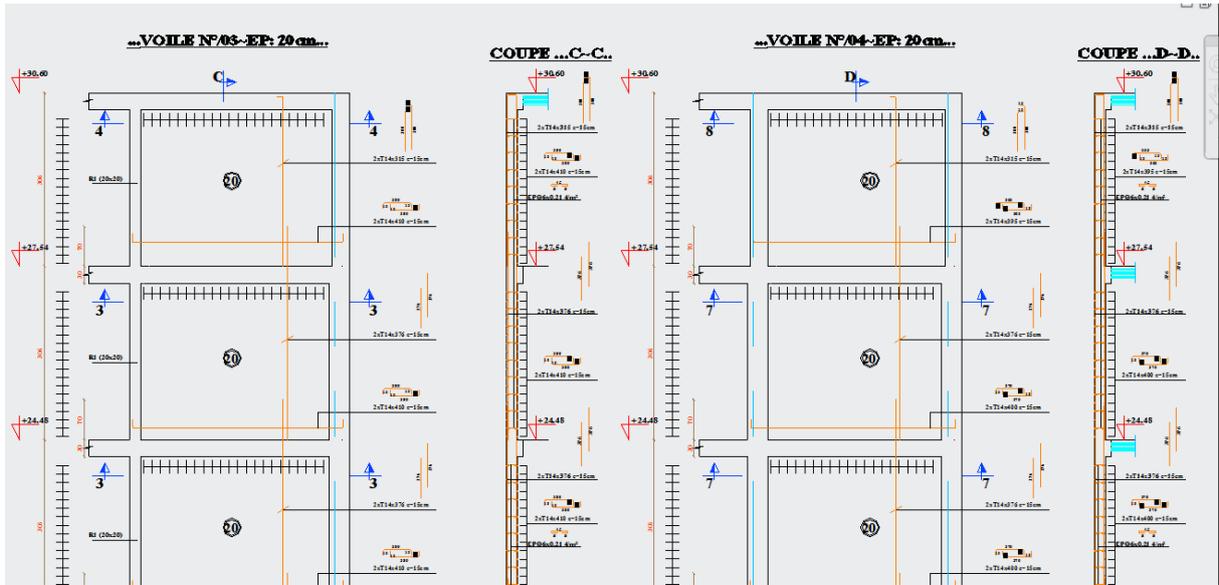
Coffrage et ferrailage poutres et chaînages



Coffrage ferrailage poteaux

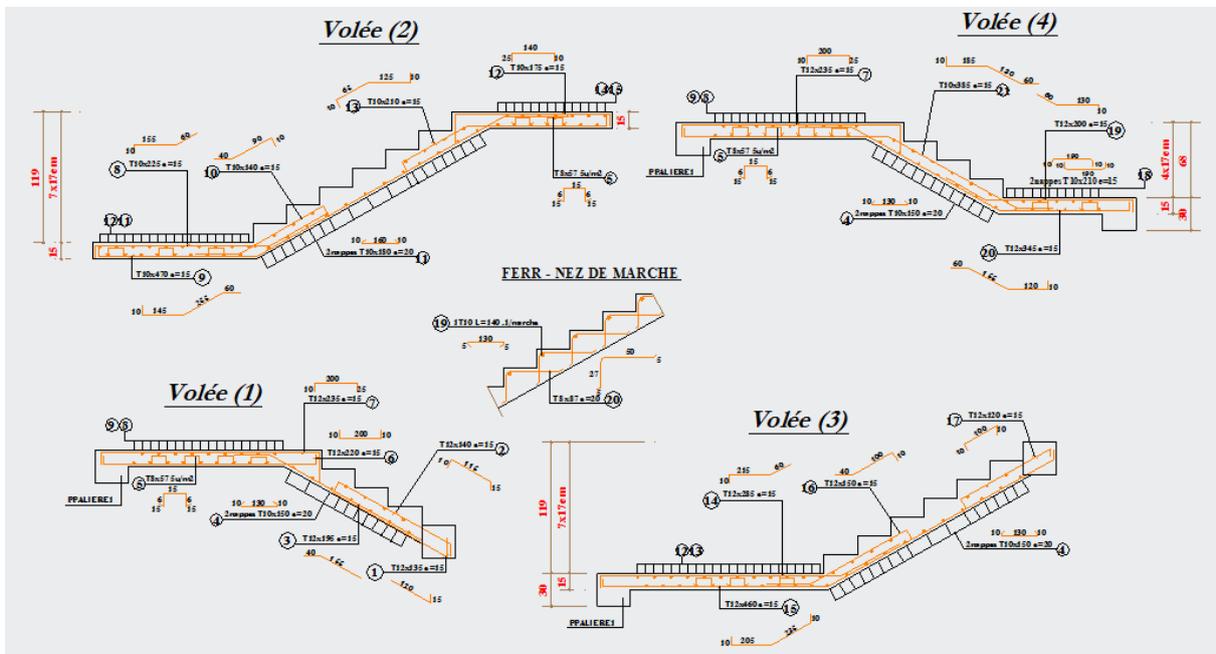
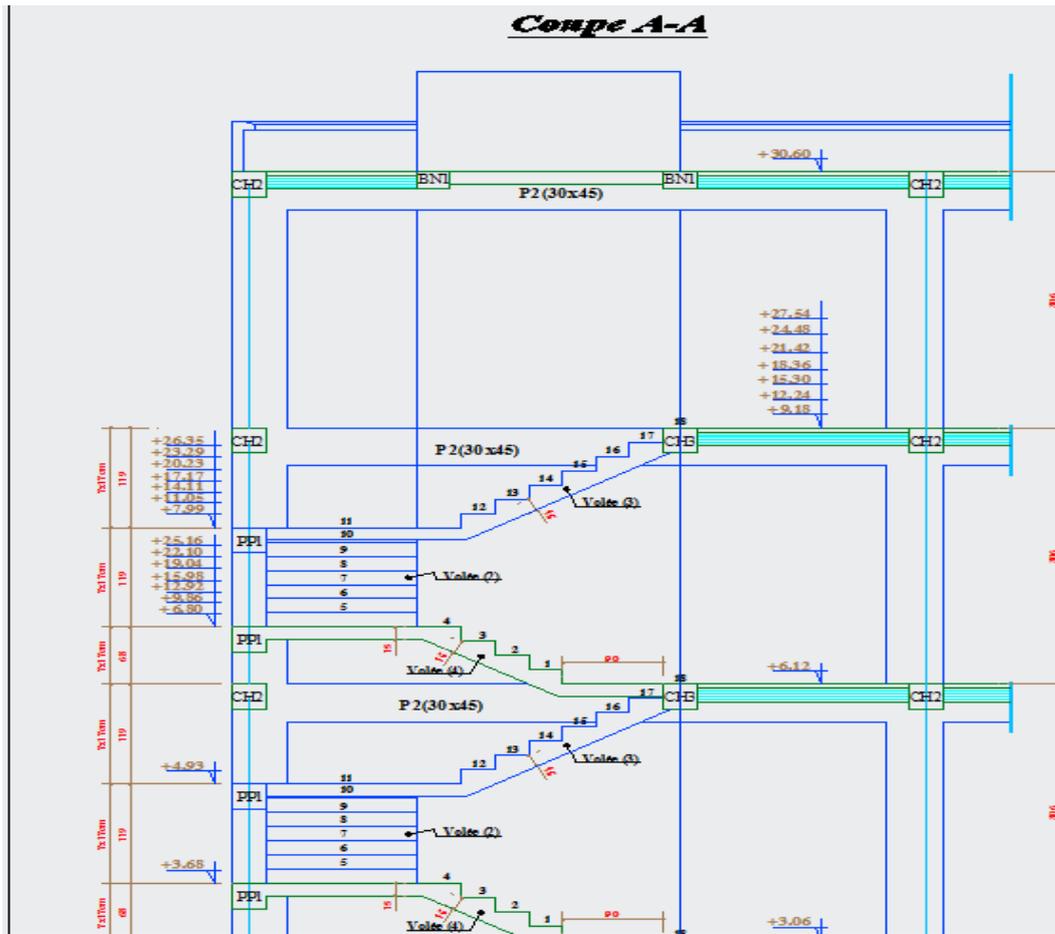


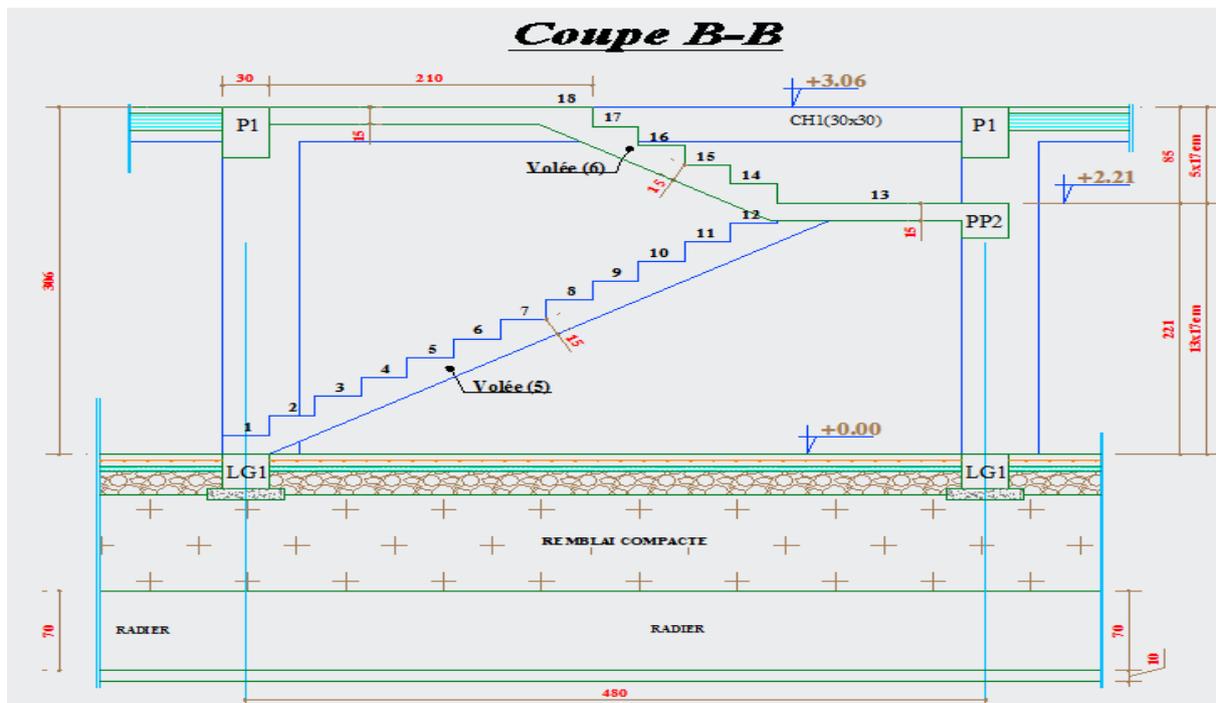
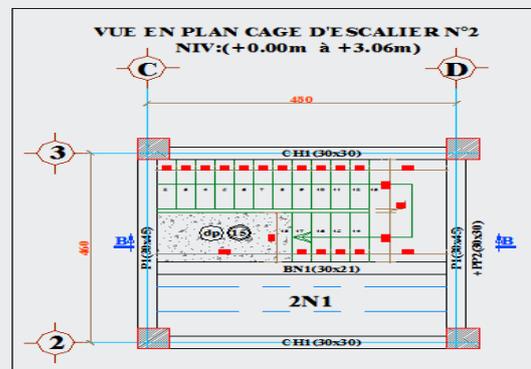
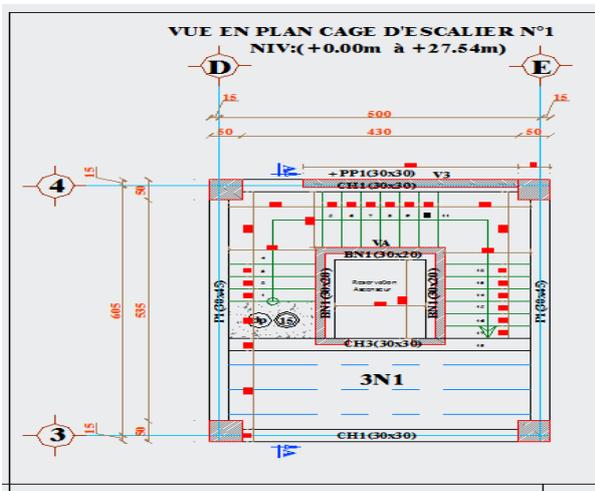
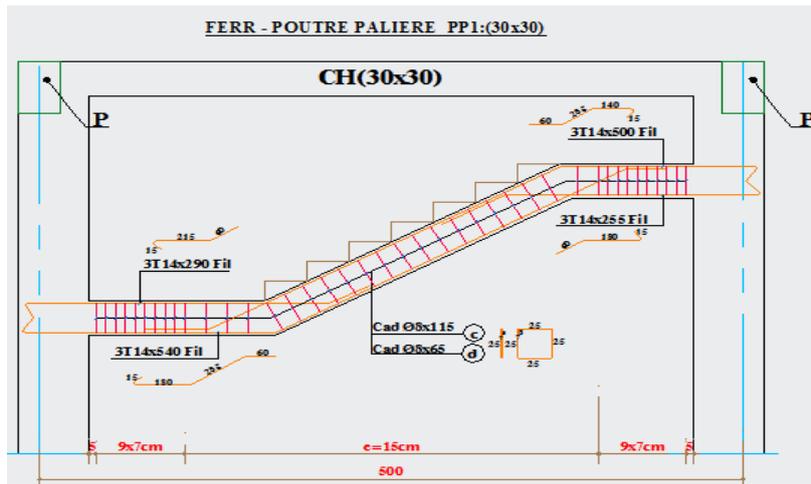
Coffrage ferrailage voiles V1-V2

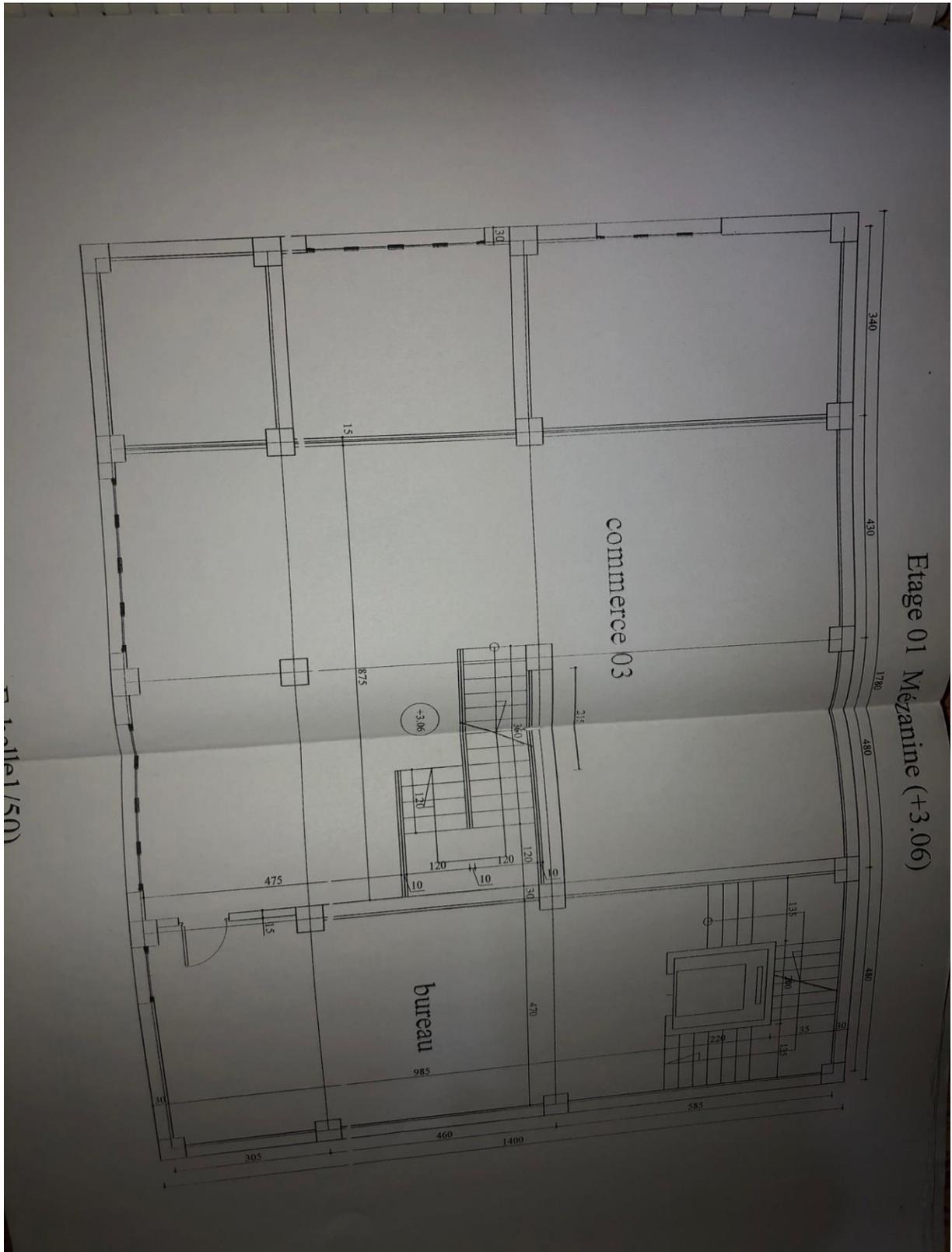


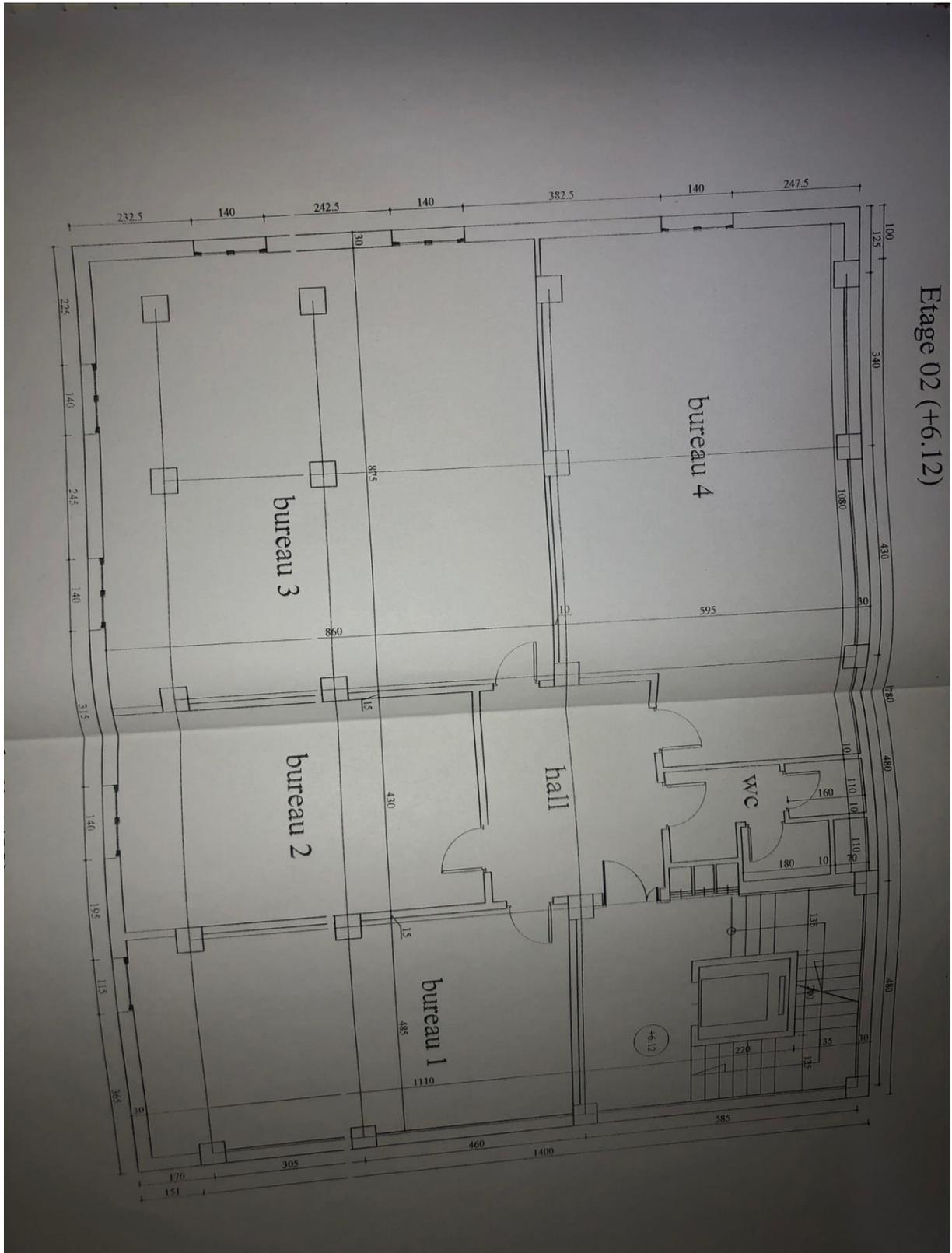
Coffrage ferrailage voiles V3-V4

Coffrage ferrillage escaliers









Terrasse (+30.60)

