www.cours-genie-civil.com

UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE
MENTION BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de Licence Académique en Bâtiment et Travaux Publics

« ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+1 A USAGE D'HABITATION SIS A IKIANJA AMBOHIMANGAKELY »

Présenté par : Monsieur RAVALISON Jules Stephano

Sous la direction de : Monsieur ANDRIANOMANANA Lovaniriana Miary

Promotion 2022

www.cours-genie-civil.com

www.cours-genie-civil.com

UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE
MENTION BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de Licence Académique en Bâtiment et Travaux Public

« ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+1 A USAGE D'HABITATION SIS A IKIANJA

Présenté par : RAVALISON Jules Stephano

Membres de Jury : Mr ANDRIANOMANANA Lovaniriana Miary

Président de Jury : Mr RAHELISON Landy Harivony, **maître de conférence**

Rapporteur : Mr RAHARIVELO Jean Marie, **maître de conférences**

Examinateurs : RATSIMBA Toky,enseignant

-
-

www.cours-genie-civil.com

REMERCIEMENTS

En tant qu'être humain nous ne pouvant rien si Dieu n'été pas là pour nous guider tout au long de notre vie, cependant il était plus que primordial pour moi de lui remercier de m'avoir donné la force, la santé et le courage de continuer ce qui m'a permis d'arriver à ce stade de ma mémoire de licence.

- Et aussi je tiens à remercier toutes les personnes qui m'ont aidé et contribuer à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je tiens à remercier ;

- Monsieur RIJALALAINA RAKOTOSAONA, le Directeur de l'Ecole Supérieur Polytechnique d'Anatananarivo pour avoir accepté la présentation de cette mémoire.

Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina, le responsable de la mention Bâtiment et Travaux Publics pour ses riches enseignements, sa disponibilité et surtout son dévouement envers la mention.

Monsieur ANDRIANOMANANA Lova Miary, Enseignant à l'Ecole Supérieure polytechnique d'Antananarivo, qui m'a dirigé tout au long de la réalisation de ce mémoire, pour sa disponibilité, son soutien et tous ses conseils.

Et enfin :

Tous les membres du Jury qui malgré leurs lourdes responsabilités, ont bien voulu accepter d'examiner ce présent mémoire.

Tous les Enseignants et Enseignantes dans la mention Bâtiment et Travaux Publics.

Toute ma famille qui m'a toujours soutenu durant ces trois années d'études à l'Ecole

Supérieure Polytechnique d'Antananarivo et surtout pendant la rédaction de ce présent mémoire.

Tous mes amis et à vous tous qui de près ou de loin qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

www.cours-genie-civil.com

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS i
TABLE DES MATIERES ii
LISTES DES FIGURES vii
LISTES DES TABLEAUX ix
LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES xi
INTRODUCTION 1
PARTIE A : ETUDES PRELIMINAIRES 2
Chapitre I. GÉNERALITÉS SUR LE PROJET 3
PRÉSENTATION DE LA VILLE D'IMPLANTATION : 3
A. CADRE PHYSIQUE 3
1. Situation géographique 3
2. Relief 4
3. Hydrologie 5
4. Pédologie 6
5. Géologie 7
6. Climatologie 8
B. CADRE ADMINISTRATIF 9
Chapitre II. ENVIRONNEMENT DU PROJET : 12
A. DESCRIPTION DU PROJET : 12
1. Caractéristiques générales du bâtiment 12
2. Distribution des pièces : 12
B. EXIGENCES D'HABILITES **:** 13
1. Exigence thermique : 13
2. Exigence acoustique : 13
3. Exigence d'éclairage **:** 13
4. Les éléments secondaires : 14
PARTIE B : ETUDES TECHNIQUES 15
Chapitre III. HYPOTHESES DE CALCUL 16

www.cours-genie-civil.com

A.Béton....16
1.Composition....16
2.Résistance caractéristique à la compression....16
3.Résistance à la traction....17
4.Module de déformation instantanée....18
5.Coefficient de poisson....18
B.Acier....18
a.Ductilité :....19
b.Diagramme contrainte-déformation des aciers :....19
c.Module d'élasticité :....19
d.Enrobage....20
e.Distance entre les barres....21
C.Contrainte de calcul....21
Les états limites ultimes (ELU)....21
Les états limitent de service (ELS)....22
Combinaisons d'actions....22
Chapitre IV. PRE-DIMENSIONNEMENT....23
A. PLANCHER....23
1.Choix du type de plancher :....23
2.Epaisseur :....23
B. POUTRE....25
1. Définition :....25
2.Hauteurs **:**....25
3.Largeur :....25
C. POTEAU....26
1. Hypothèses....26
2.Condition de non-flambement....26
3.Condition de résistance :....27
D.ESCALIER....28
1.Détermination de h :....28
2.Détermination de g:....29
3.Détermination de α :....29
4.Détermination de e :....29
Chapitre V. DESCENTE DES CHARGES....30

www.cours-genie-civil.com

A.INVENTAIRE DES CHARGES 30
1.Les actions permanentes 30
2.Les actions variables 35
B.DESCENTE DE CHARGES TOTAL : 45
Chapitre VI. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE 48
A.Choix du portique à étudier : 48
B.Choix de la méthode utilisé : 48
C.Application de la méthode : 48
1.Raideur R des barres 49
2.Coefficient de répartition Ci 49
3.Moment d'encastrement parfait 50
4.Moment réel 50
5.Moment en un point x donné 50
6.Effort tranchant : 51
D.Evaluation des charges : 51
1.Charges verticales 51
2.Pour les charges trapézoïdales 52
3.Pour les charges triangulaires 52
4.Charges horizontales 56
E.Modelisation des charges : 56
F.Dimensionnement des structures en béton armé 58
1.POTEAU : 59
2.POUTRE 64
3.PLANCHER : 77
Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 86
1.Fondation 86
2.Choix du type de fondation 86
3 Evaluation de la capacité portante admissible du sol q_a 86
4 Vérification au non-poinçonnement 89
5 Evaluation du tassement 89
6 Détermination des sections des aciers par la méthode des moments 90
Partie C : TECHNNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE 93
Chapitre VIII. PREPARATION DU CHANTIER 94
A.Installation de chantier : 94

www.cours-genie-civil.com

B.Les personnels 94
C.Les matériels : 95
1. Les engins de terrassement 95
2. Les matériels d'implantation : 96
3. Les matériels de bétonnage : 97
4. Les matériels de coffrage et de décoffrage : 97
5. Les matériels de ferraillage : 97
6. Les matériels de maçonnerie : 98
D. Implantation de l'ouvrage : 98
1. Réalisation de l'implantation 99
1.1 Le piquetage : 99
1.2 Le nivellement du terrain : 99
1.3 Les pratiques du chantier : 100
Chapitre IX. LES MATERIAUX DE CONSTRUCTIONS. 101
1.Les liants : 101
2. Ciment : 101
3.L'eau de gâchage 102
4. Les Granulats pour béton : 102
5. Sable 104
6. Acier 105
7.Le béton 108
Chapitre X. MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES. 110
1.La fondation 110
2 Les ossatures du bâtiment 111
3 L'escalier 116
4 Les murs de remplissage 118
5 Les travaux de finition 118
Partie D : ANALYSE FINANCIERE DU PROJET 121
CHAPITRE XI : DEVIS DESCRITIF 122
CHAPITRE XII : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF 130
XII.1 Sous détails des prix 130
XII.2 Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage 135
CONCLUSION : 142
ANNEXES 143

www.cours-genie-civil.com

ANNEXE III. PLAN DE FERRAILLAGES.....148
ANNEXE IV : PLAN ARCHITECTURALE 149

www.cours-genie-civil.com

LISTES DES FIGURES

Figure 1:Localisation géographique de la région Analamanga (source CREAM fev2013) 4
Figure 2:Hydrologie de la région Analamanga 6
Figure 3:Pédologie de la région Analamanga 7
Figure 4:organigramme fonctionnel de la RDC 12
Figure 5 : organigramme fonctionnel du 1er Etage 13
Figure 6:Dalle avec la plus grande surface 24
Figure 7 :Partie étudier pour le descentes des charges 31
Figure 8: modelisation du portique 32
Figure 9:Détermination du centre de gravité de l'ensemble. 43
Figure 10:Position du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble 44
Figure 11:Représantation du portique etudier 48
Figure 12: aire d'influences des poteaux 51
Figure 13:Modelisation des charges sur le portique à l' ELU en KN/ml 56
Figure 14: Modélisation des charges sur le portique à l' ELS en KN/ml 57
Figure 15:Diagramme de moment fléchissant à L'ELU 57
Figure 16:Diagrammedes moment fléchissant sans la réaction du vent 58
Figure 17:Diagramme des effort tranchant à l'ELU 58
Figure 18 : Présentation de la semelle 88
Figure 19:Les engins de terrassement 96
Figure 20:Quelques matériels d'implantation 97
Figure 21:Les matériels de bétonnage. 97
Figure 22:Matériels pour maçonnerie 98
Figure 23: Implantation 99
Figure 24:Excavation en masse. 100
Figure 25:Pliage avec la griffe 107
Figure 26:Assemblage des acier 108
Figure 27: Armature de semelle isolé 110
Figure 28:Semelle isolé après décoffrage 111
Figure 29: Eléments constitutifs d'un coffrage d'une poutre 113
Figure 30: Film d'étanchéité en polyane : 115
Figure 31:: Coulage du dallage 115

www.cours-genie-civil.com

Figure 32:: Talochage du dallage 116
Figure 33:implantation d'escalier 117
Figure 34:Coffrage d'escalier 117
Figure 35:Escalier en béton armé après décoffrage 117

www.cours-genie-civil.com

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1: Découpage Administratif et territorial de la région 9
Tableau 2 : répartition de la superficie de la région Analamanga 10
Tableau 3: Propriétés de traction caractéristique des armatures 19
Tableau 4:Valeur de Cmin,dur exprimé en mm 20
Tableau 5:Dimensions des poteaux selon condition de non flambement 27
Tableau 6:Dimension des poteaux selon condition de résistances 28
Tableau 7 : Valeur des charges permanents 30
Tableau 8:Calcul de la descente de charges du poteaux D-1 32
Tableau 9:descentes des charges du poteau D-2 33
Tableau 10:descentes des charges du poteau D-3 34
Tableau 11:descentes des charges du poteau D-4 34
Tableau 12:Récapitulatif descentes des charges permanentes en daN 35
Tableau 13: Valeurs des surcharges d'exploitations 36
Tableau 14:Descentes de charges d'exploitation du poteau D-1 36
Tableau 15:Descentes de charges d'exploitation du poteau D-2 37
Tableau 16: Descentes de charges d'exploitation du poteau D-3 37
Tableau 17:Descentes des charges d'exploitation du poteau D-4 39
Tableau 18:Récapitulatif des surcharges d'exploitation 39
Tableau 19:Moment d'inertie de chaque poteau à chaque niveau. 44
Tableau 20:Calcul de Mi 44
Tableau 21:Descentes de charges horizontales 45
Tableau 22:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-1 en (daN) 46
Tableau 23:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-2en (daN) 46
Tableau 24:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-3 en (daN) 47
Tableau 25:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-4 en (daN) 47
Tableau 26:Charges linéaire supporter par les poutres de la toiture 52
Tableau 27:Valeur des charges à l'ELU en KN/m 54
Tableau 28: Charges linéaire supporter par les poutres du 1er etage 55
Tableau 29:Valeur des charges à l'ELU en KN/m du R+1 56
Tableau 30:Charges supporter par le plancher 79
Tableau 31:surcharges d'exploitation supporter par le plancher 79
Tableau 32:Tableau des sections d'aciers longitudinaux 84
Tableau 33: Valeurs de Nq, Nc, Nγ 87

www.cours-genie-civil.com

Tableau 34: Capacité portante du sol de fondation 88
Tableau 35:Valeur des tassements de chaque sous-couche 90
Tableau 36:Caractéristique des aciers à haute adhérence. 106
Tableau 37:Nomenclature des armatures. 106
Tableau 38:Dosage du béton. 109
Tableau 39: Eléments constitutifs d'un coffrage d'une poutre 113
Tableau 40: Devis descriptif de l'ouvrage : 122
Tableau 41:Coefficient de majoration de déboursé K1 131
Tableau 42:: Sous détails de prix de béton de propreté dosé à 200 kg/m3 132
Tableau 43:: Sous détails de prix de béton armée dosé à 350 kg/m3 133
Tableau 44:: Sous détails de prix coffrage en bois 133
Tableau 45:: Sous détails de prix des armatures en acier 134
Tableau 46:: Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage 135
Tableau 47:Coup total de l'ouvrage 140

www.cours-genie-civil.com

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

- A.N : Application Numérique
- Ar : Ariary
- BA : Béton armé
- CEM : Cement
- daN : DécaNewton
- EC : Eurocode
- ELS : État Limite de Service
- ELU : État Limite Ultime
- Fft : Forfaitaire
- G : Charges Permanentes
- HA : Haute adhérence
- km : Kilomètre
- kN : KiloNewton
- kPa : KiloPascal
- m : Mètre
- MDG : Madagascar
- MN : MegaNewton
- Pa : Pascal
- PU : Prix Unitaire
- Q : Surcharges d'exploitation
- RDC : Rez-de-chaussée
- T° : Température
- TTC : Toutes Taxes Comprises
- TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée

NOTATIONS EN MINISCULES ROMAINES

- d : Distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des aciers les plus tendus
- e : Épaisseur
- fcd : Résistance en compression de calcul du béton à l'ELU
- fck: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours
- fyd: Résistance à la traction de calcul de l'acier

www.cours-genie-civil.com

- fyk : Résistance caractéristique à la traction de l'acier
- j : Nombre de jours
- k1 : Coefficient de turbulence
- kr : Facteur de terrain l : Longueur ou portée
- l0 : Longueur libre
- lb,rqd : Longueur de recouvrement équivalent
- lx : Plus petite portée d'une dalle
- ly : Plus grande portée d'une dalle
- n : Nombre de niveau
- q :
- Charge variable unitaire
- qb : Pression dynamique de référence du vent
- qp : Pression dynamique de pointe
- st : Espacement
- u : Unité
- xG : Abscisse du centre de gravité

NOTATIONS EN MAJUSCULES ROMAINES

- Ac : Aire d'une section de béton
- As : Aire d'une section des armatures
- As,max : Section maximale d'armature
- As,min : Section minimale d'armature
- As1 : Section d'acier tendu
- Asc : Section d'acier comprimé
- D : Déboursés
- E : Module d'élasticité longitudinale
- G : Charge permanente
- H : Hauteur
- Ig : Moment d'inertie
- K1 : Coefficient de déboursés
- km : Coefficient de masque
- ks : Coefficient de site

www.cours-genie-civil.com

- M : Moment
- Med : Moment ultime.
- Mser : Moment de service
- N : Effort normal
- Ned : Effort normal ultime
- Nser : Effort normal de service
- PU : Prix unitaire
- : Charge d'exploitation
- : Rendement pour une activité donnée
- : Surface d'influence
- Si : Surface
- U : Unité
- V : Effort tranchant
- Vm : Vitesse moyenne du vent
- W : Action du vent

NOTATIONS EN GRECQUES

- α : Coefficient sans dimension
- β : Coefficient d'élancement
- γb : Coefficient de sécurité pour le béton
- γs : Coefficient de sécurité pour les aciers
- δ : Coefficient de dimension
- θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges
- λ : Élancement ;
- μ (ou μcu) : Moment réduit ultime
- σ : Contrainte normale en général
- σbc : Contrainte de compression du béton
- σs : Contrainte de traction de l'acier
- τu : Contrainte tangente conventionnelle
- τulim : Contrainte tangente limite.

www.cours-genie-civil.com

INTRODUCTION

MADAGASCAR, un pays aux mille cultures connues par sa capitale Antananarivo qui connait une évolution démographique imminentes entrainant inévitablement un manque en matière d'espace bâtissable dans la grande ville. Mais par contre les périphériques de la ville égorgent encore des surfaces inhabitées qui pourrait stabiliser la forte concentration populaire de la capitale.

Ce fait incite les esprits les ingénieurs à concevoir des habitations adéquates qui répondent aux normes imposer en vigueur pouvant résoudre ce problème de croissance.

En ce qui concerne la construction, il est bien plus que primordiale de maitriser les matériaux utilisés et aussi d'avoir la bonne technique de construction répondant au confort des occupants. Il est aussi d'une importance non négligeable de prendre en compte les enjeux économiques avant d'entamé une certaine construction.

Tout cela fait l'objet de ce présent mémoire intitulé : « l'étude de construction d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation ». Le projet comporte 4 étapes :

- Premièrement l'étude de l'environnement du projet ;
- Deuxièmement les calculs relatifs à son étude technique ;
- Troisièmement la technologie de mise en œuvre ;
- Quatrièmement l'analyse financière du projet.

www.cours-genie-civil.com

PARTIE A : ETUDES PRELIMINAIRES

www.cours-genie-civil.com

Chapitre I. GÉNERALITÉS SUR LE PROJET

PRÉSENTATION DE LA VILLE D'IMPLANTATION :

A. CADRE PHYSIQUE

1. Situation géographique

La Région Analamanga se situe dans la partie centrale de Madagascar incluant sa capitale Antananarivo.

Elle comprend 2 6500 000 habitants, soit 14% de la population nationale. 40 % de cette population est généralement concentrée dans la capitale.

La densité globale de la population (138 habitants au Km2) est inégalement répartie entre ses 6 Districts (8687 habitants/Km2 à Antananarivo Renivohitra, contre 17 habitants/km² à Ankazobe). La Région est éloignée des principaux ports du pays, mais dispose d'un aéroport international bien desservi. Deux grandes étendues d'eau artificielles, localisées dans la partie Sud Est, constituent les réservoirs d'eau de la Région :

Mantasoa et Tsiazompaniry. De ces deux zones partent en général la plupart des cours d'eau de la Région, qui s'orientent suivant deux principales directions :

- D'une part, vers l'Ouest où ils sont très longs dont le principal est le fleuve d'Ikopa ;
- D'autre part, vers l'Est ou les cours d'eau sont les plus courts.

www.cours-genie-civil.com

Figure 1:Localisation géographique de la région Analamanga (source CREAM fev2013)

2. Relief

La région fait partie de ce que l'on appelle les hautes terres par rapport à l'ensemble de l'île. Son relief se distingue par trois ensembles :

Les Hauts Plateaux, situés au Nord et à l'Ouest et dépassant l'altitude de 1 500 mètres, sont séparés par des vastes vallées drainées par deux fleuves, la Betsiboka et l'Ikopa.

Le Centre se caractérise par l'escarpement de faille de l'Angavo et le paysage de collines l'Imerina Est.

A l'Ouest, il y a les plaines d'Antananarivo, dont l'aménagement commençait au temps de la royauté Merina.

L'Imerina Centrale, couvrant une superficie de 19.081 km2, présente un relief morcelé dont l'altitude varie de 600 à 1 700 m.

Le centre est caractérisé par ses collines escarpées et sa plaine inondable.

L'Est présente un paysage très varié. Le district de Manjakandriana est formé par une succession de collines coupées par un chaos de boules granitiques. Cette cascade de dômes s'estompe au niveau du district d'Andramasina.

www.cours-genie-civil.com

Au Nord, le district d'Ankazobe fait partie du vaste ensemble des Tampoketsa, surface d'érosion monotone, uniforme, interrompue par de larges et longues vallées suivies par des rivières au fond plat et bordées de forêts galeries. Par contre, le district d'Anjozorobe

(Nord-Est) présente un paysage, plus ouvert, avec des vallées séparant les tanety.

Au nord-ouest, elle est dominée par le plateau de Tampoketsa. Les vallées y sont moins importantes.

Elles deviennent de plus en plus encaissées du plateau jusqu'au fleuve de l'Ikopa et se limitent souvent à des vallons occupés par de forêts galeries. Vers le sud, ce plateau est relayé par des reliefs rocheux alignés est-ouest en gradins.

Au sud et à l'est, l'altitude diminue et les reliefs deviennent plus accidentés. Des plaines situées aux environs de 1200 m se distribuent autour des zones habitées ou des cours d'eau

: Betsimitatatra, de Manjakandriana à Anjozorobe, Mahitsy, aux environs d'Ambatomanga

Anjeva, d'Ambohimanambola, en bordure de l'Ikopa et de ses affluents…

3. Hydrologie

La région dispose d'un réseau hydrographique relativement dense et bien réparti dans l'ensemble de son territoire.

Ses plans d'eau (lacs et étangs) occupent une surface de 4759 ha.

Les plus connus en sont les lacs de Mantasoa (1 375 ha) et de Tsiazompaniry (2 333 Ha).

Situés dans la partie Est qui est la plus arrosée du territoire régional, ces deux lacs constituent les principaux réservoirs d'eau de la région.

— de Tsiazompaniry prennent sources deux rivières se dirigeant vers l'Ouest pour rejoindre le fleuve Ikopa. (Varahina et Sisaony). Ce fleuve traverse et draine entièrement la partie occidentale de la région tout en phagocytant des cours d'eau provenant de ses altitudes ;

— de Mantasoa, partent des cours d'eau plus courts se dirigeant vers l'Est.

Ces deux lacs alimentent aussi les deux centrales hydro-électriques de la région.

www.cours-genie-civil.com

Figure 2:Hydrologie de la région Analamanga

4. Pédologie

La grande partie du territoire régional est couverte par des sols ferralitiques bruns jaunes développés sur les surfaces d'aplanissement, ou bruns rouges formés à partir des glacis.

Ces sols sont d'évolution diverse, allant des argiles latéritiques relativement fertiles jusqu'aux cuirasses bauxitiques du plateau de Tampoketsa.

Généralement crevassés et criblés de lavaka, ils sont pauvres, imperméables et difficiles à travailler, mais se prêtent aux cultures n'exigeant pas d'importante fertilisation (riz pluvial, maïs, manioc, arachide).

Dans la partie orientale correspondant à la zone granitique de Carion (Mantasoa,

Manjakandriana, Ambatomanga, Anjeva), les collines sont constituées par des sols plus alumineux tendant vers la bauxitisation ; tandis que les zones basses sont dominées par des sols argileux gris, plus fertiles provenant des sédiments enrichis en permanence par l'altération du granite riche en éléments.

Dans les cuvettes, le long de la plupart des cours d'eau et dans des zones soulignées par des grandes fractures (Mahitsy et Niadiana), on trouve des sols enrichis par les dépôts pluviaux et la crue, souvent hydromorphes et moyennement organiques. Ils se prêtent à la riziculture irriguée et aux cultures de contre saison (cultures maraîchères, fourragères,), sous réserve de maîtrise d'eau.

www.cours-genie-civil.com

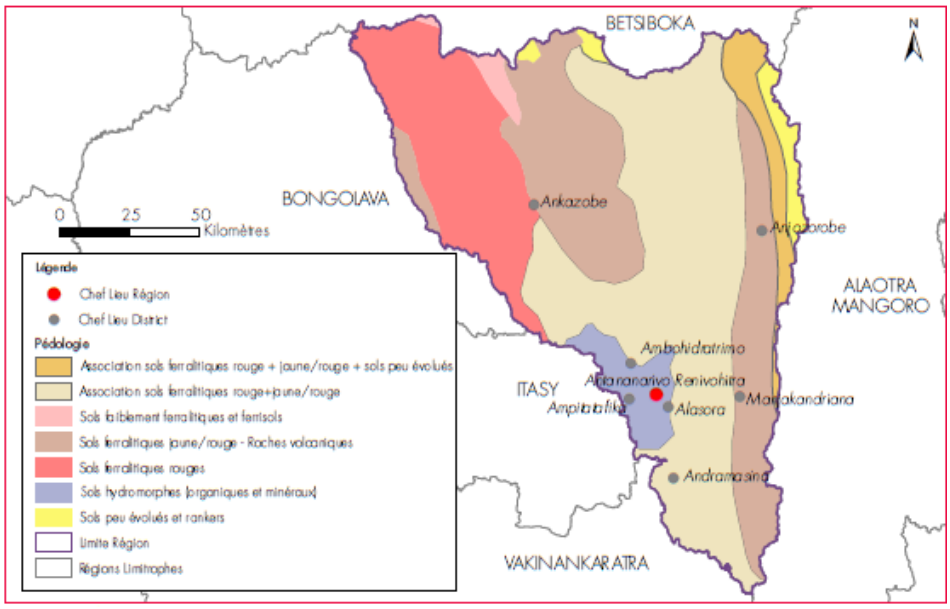


Figure 3:Pédologie de la région Analamanga

5. Géologie

Le sous- sol de la région, de par sa situation au niveau de l'axe central de Madagascar, est généralement constitué de :

— granites et migmatites du Tampoketsa nord ;

— néogène lacustres et granites du Nord-Est ;

— séries shisto-quartzo-calcaire du sud. Sur ce sous-sol, les formations diverses se sont constituées :

— les massifs quartziques sont les roches sédimentaires (sables) ayant subi une métamorphisassions ;

— les massifs granitiques généralement dispersés sur la bordure occidentale du massif volcanique de l'Ankaratra dans l'ouest et le sud, le relief sur socle à sol ferralitique squelettique ;

— les hautes plaines latéritiques ;

— le relief granito-gneissique épars sur hautes terres latéritiques ondulées ;

— les plaines alluviales, le long des fleuves, généralement, aménagés en rizières.

D'une manière générale, les latérites couvrent une grande partie la région. Elles sont d'évolution très diverses, allant des argiles latéritiques, relativement fertiles, jusqu'aux cuirasses ou carapaces bauxitiques des Tampoketsa, imperméables, dépouillées d'éléments utiles, crevassées et criblées de lavaka. Dans l'ensemble, ces sols sont compacts, fragiles,

www.cours-genie-civil.com

difficiles à travailler. Les sols alluviaux, n'occupant que de surface restreinte, se rencontrent dans les cuvettes ou de part et d'autre du lit de la plupart des cours d'eau, et en particulier de l'Ikopa ou dans des zones soulignées par de grandes fractures comme la grande faille de Mahitsy ou celle de Niadiana.

6. Climatologie

La région jouit d'un climat tropical d'altitude supérieure à 900 m, caractérisé par l'alternance d'une saison pluvieuse et chaude (novembre à avril), avec une saison fraîche et relativement sèche (mai– octobre).

Il existe de nombreux sous climats : suite aux diverses données relatives à l'étude du milieu physique de la région, les typologies sous régionales basées sur des facteurs climatiques peuvent être constatées :

-L'Ouest : sous un climat de type tropical d'altitude avec 5-6 mois secs dans l'année

-Le Centre : sous un climat de type d'altitude avec 4-5 mois secs dans l'année

-Le Sud-Est : généralement sous un climat de type tropical d'altitude, avec 3-4 mois secs dans l'année et notant un climat de type de haute montagne dans les zones du massif d'Ankaratra.

-L'Est : sous un climat de type tropical avec 3-4 mois secs dans l'année.

Compte tenu de cette typologie assez variée et la caractérisation de chaque sous-région identifiée, la région note plusieurs microclimats qui peuvent être constatés même jusqu'au niveau des communes.

a) Température

La température moyenne est de 19°C pour une température moyenne maximale de 24,8°C avec un maxima de 28,3° C en décembre et une température moyenne minimale de 14°,2 C avec un minima de 10,7°C en juillet. On remarque qu'au fur et à mesure qu'on descend vers le sud (vers la région de Vakinankaratra) on constate une diminution des températures. Le phénomène contraire a lieu quand on se dirige vers l'ouest.

b) Pluviométrie

La moyenne des précipitations annuelles est de 1 100 mm environ. La précipitation maximale enregistrée atteint 1456,3 mm dans le District de Manjakandriana où il n'existe pratiquement de saison sèche.

Plus de 80 % des précipitations annuelles tombent pendant la saison chaude et pluvieuse.

www.cours-genie-civil.com

Le peu de précipitations de la saison fraiche arrivent sous forme de brumes, de brouillards ou de crachins, qui surviennent surtout dans la partie orientale de la région. Cette zone fait partie de la zone où existe une forte précipitation de la Région Analamanga. De plus, deux grandes étendues d'eau artificielles constituant des réservoirs d'eau de la région s'y trouvent : Mantasoa et Tsiazompaniry.

Du fait de ses caractéristiques physiques, la région est moins exposée aux risques de cyclones. Par contre, l'intensité de la pluie pendant la saison humide favorise les inondations dans les parties basses traversées par le fleuve d'Ikopa.

Cette diversité climatique de la région permet de développer une grande variante de spéculations agricoles.

B. CADRE ADMINISTRATIF

Les Districts de la Région Analamanga sont composés en moyenne de 17 communes avec un maximum de 26 communes pour le district d'Antananarivo Atsimondrano et 25 pour le district de Manjakandriana et seulement 1 commune pour les 6 Districts d'Antananarivo Renivohitra.

Quant aux Fokontany, chaque District possède en moyenne 211 Fokontany; le District d'Ambohidratrimo dispose d'un nombre record de 319 Fokontany, suivi par Manjakandriana avec 310 Fokontany, Antananarivo Avaradrano 213, Antananarivo Atsimondrano 206, et Antananarivo Renivohitra 192.

Les districts possédant relativement un nombre moindre de communes sont : Anjozorobe (175), Ankazobe (143) et Andramasina (135).

Tableau 1: Découpage Administratif et territorial de la région

Districts	Nombres de communes	Nombres de fokotany
Ambohidratrimo	25	319
Andramasina	12	135
Anjozorobe	18	175
Ankazobe	13	143
Antananarivo Atsimondrano	26	206
Antananarivo Avaradrano	14	213

www.cours-genie-civil.com

Antananarivo Renivohitra	1	192
Manjakandriana	25	310
Total	134	1689

La Région Analamanga fait partie des Hautes Terres Centrales du pays. Située en son centre et s'étendant sur une superficie de 17 448 km².

Elle est délimitée par 5 régions :

Betsiboka au Nord, Itasy et Bongolava à l'Ouest, Alaotra Mangoro à l'Est et Vakinankaratra au Sud.

La répartition de la superficie de la Région Itasy selon les districts est présentée dans le tableau suivant.

Tableau 2 : répartition de la superficie de la région Analamanga

Districts	**Superficie (km2)**
Ambohidratrimo	1 418
Andramasina	1 416
Anjozorobe	4 292
Ankazobe	7 593
Antananarivo Atsimondrano	379
Antananarivo Avaradrano	545
Antananarivo Renivohitra	87
Manjakandriana	1 718
Ensemble de la région	17 448

Notre projet se situe dans le fokotany Ikianja du commune Ambohimangakely dans le District Antananarivo Avaradrano au bord de la RN2.

www.cours-genie-civil.com

photos 1:Plan de situation du projet

www.cours-genie-civil.com

Chapitre II. ENVIRONNEMENT DU PROJET :

A. DESCRIPTION DU PROJET :

1. Caractéristiques générales du bâtiment

Le bâtiment est constitué de deux niveaux dont un seul étage et le rez-de-chaussée.

La hauteur sous-plafond de chaque niveau est de 2.80 m.

Il est de forme rectangulaire de longueur 12.2m est de largeur 8.22m soit une surface de 101.106 m^2 .il occupe donc 30 % de la surface totale du terrain.

2. Distribution des pièces :

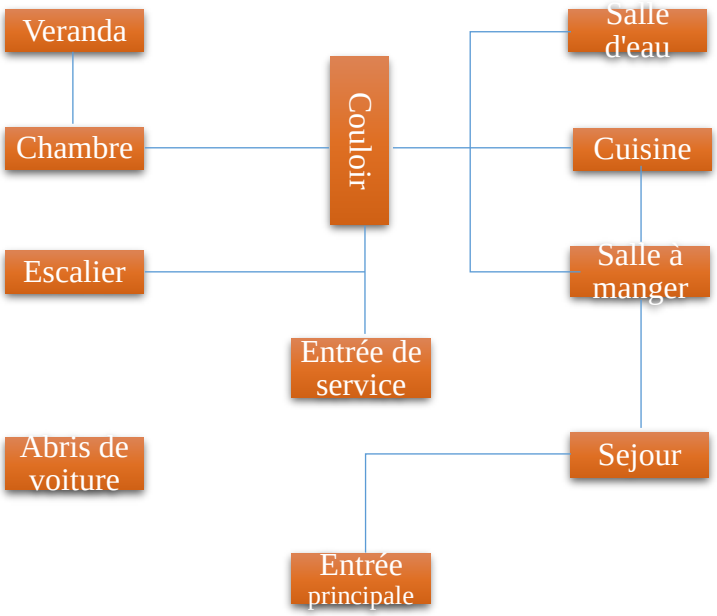


Figure 4:organigramme fonctionnel de la RDC

www.cours-genie-civil.com

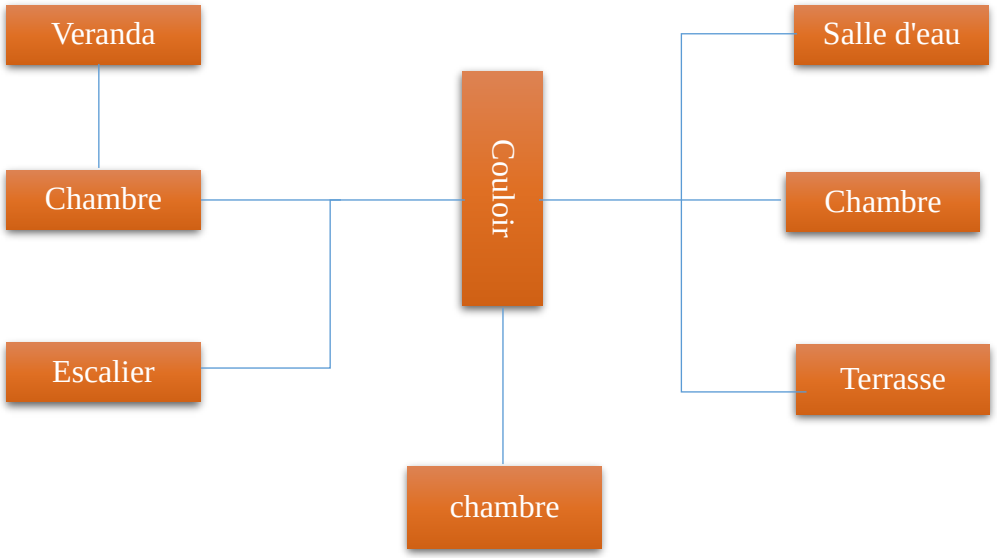


Figure 5 : organigramme fonctionnel du 1er Etage

B. EXIGENCES D'HABILITES **:**

1. Exigence thermique :

Au niveau de toiture, pour que la température à l'intérieur de bâtiment soit favorable, la mise en place d'isolation thermique est primordiale. Un système de ventilation est également considéré.

Le confort thermique ne peut être obtenu si les volumes d'air et les surfaces d'une pièce ne sont pas à la même température. On a donc essayé de limiter au maximum la stratification de l'air, éviter les surfaces trop froides et les émetteurs de chaleur trop chauds.

2. Exigence acoustique :

Comme les autres types de plancher en béton armé, le plancher en dalle pleine et le mur

en agglomérée jouent un rôle d'isolation acoustique entre les appartements.

3. Exigence d'éclairage **:**

D'une manière générale, pour assurer l'éclairage convenable d'une pièce habitable, il faut prévoir une surface totale des fenêtres représentant 10% à 14% de la surface de la pièce. Toutes les pièces destinées à un séjour sont éclairées par la lumière du jour. De plus, une vue suffisante sur l'extérieur est assurée. L'éclairage des autres locaux dépend de sa destination et se fait d'une manière à assurer une bonne diffusion de la lumière sur chaque plan de travail et à avoir une couleur proche de la lumière du jour.

www.cours-genie-civil.com

4. Les éléments secondaires :

4.1 Planchers :

Les planchers seront en dalle pleine en béton armé coulées sur place.

4.2 Eléments de remplissage :

Bien que les murs du bâtiment servent essentiellement de remplissage, ils contribueront en partie à la résistance au vent. Ils seront en maçonnerie de briques artisanal.

4.3 Eléments de couverture :

Pour un meilleur contreventement, la toiture choisie sera une toiture terrasse. Elle est constituée par une dalle pleine en béton armé coulée sur place, couverte d'une étanchéité multicouche constituée de :

- Etanchéité en asphalte coulé en deux couches : 0,5 cm d'asphalte chaud et 1,5 cm d'asphalte sablé ;
- Matériau enrobé de 2 cm d'épaisseur pour étanchéité
- Béton de forme d'une pente de 3% pour l'écoulement des eaux pluviales

Elle ne sera pas accessible que pour les entretiens.

CONCLUSION PARTIELLE

Cette première partie nous a permis de présenter le projet et son environnement. Ainsi nous avons pu voir l'architecture du bâtiment afin de concevoir les ouvrages à partir de toutes les données que nous avons pu recueillir.

Maintenant nous allons voir la prochaine partie qui s'intitulera sur l'étude technique.

www.cours-genie-civil.com

PARTIE B : ETUDES TECHNIQUES

www.cours-genie-civil.com

Chapitre III. HYPOTHESES DE CALCUL

INTODUCTION SUR L'EUROCODE 2

L'Eurocode 2 définit le cadre général pour le dimensionnement ou la vérification des structures en béton armée. Il ne peut être utilisé sans une culture de la mécanique classique du solide (équilibre des forces, des moments, etc.) et de la physique des matériaux (fluage, fissuration, écrouissage, etc.).

En Eurocode 2, les règles fondamentales sont :

- Une section plane reste plane après déformation avec conservation des sections planes et non-gauchissement ;
- Les armatures adhérentes tendues ou comprimées subissent les déformations que le béton adjacent ;
- Non prise en compte de la résistance du béton tendu ;
- Les matériaux ont des comportements élastiques à l'ELS.

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

A. Béton

1. Composition

Pratiquement, le dosage du béton fréquemment utilisé en génie civil varie de 300 à 400 kg/m3, mais dans notre étude le dosage 350 kg/m3 sera adopté c'est-à-dire 350 kg de ciment pour 1 m3 de béton. La grosseur maximale dg des granulats est de 15 à 25 mm avec un rapport E/C=0,50 pour avoir un béton maniable. Pour les bâtiments, les classes de béton les plus utilisées sont C20/25, C25/30 et C30/37 et dans notre étude, on utilisera la classe de béton C25/30 alors fck=25 MPa.

2. Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge, notée fck, est mesurée par l'écrasement à la presse hydraulique d'éprouvette : cylindrique de 16 cm de diamètre, 32 cm de hauteur et dont l'aire de la section droite égale à 0,02 m² ; ou bien cubique de 14 cm ou 20 cm de côté. Pour notre projet, nous allons adopter la classe C25/30, étant donné que notre projet est de classe XC1 (classe d'exposition). Ce qui signifie que fck= 25 MPa.

La résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours est :

$$fcm=fck+8$$

www.cours-genie-civil.com

Pour 3 jours < t < 28 jours, la résistance à la compression est déterminée par essais directs, ou à défaut par :

$fck(t)=fcm(t)-8\ Mpa$

Avec :

$fcm(t)=\beta cc(t).fcm$

Et

$\beta cc(t)=e^{s[1-\sqrt{28t}]}$

Où s= $\begin{cases} 0,20: \text{ciment de classe R(CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R)} \\ 0,25: \text{ciment de classe N(CEM 32,5R et CEM 42,5 N)} \\ 0,38: \text{ciment de classe S (CEM 32,5 N)} \end{cases}$

Pour $t \geq 28\ jours$: $fck(t)=fck$

La résistance de calcul fcd est prise égale à :

$fcd=\alpha cc\frac{\text{fck}}{\gamma c}$

Avec γc : Coefficient général égal à 1,5 et 1,2 pour les cas accidentels ;

αcc=1 si la résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours.

Alors, on a :

$fcd=1\frac{25}{1.5}=16,67\ Mpa$

3. Résistance à la traction

La valeur moyenne de cette résistance est notée $fctm$

Si $fck \leq 50\ Mpa$ alors

$fctm=0,3\text{fck}^{2/3}$

Si $fck > 50\ Mpa$ alors

$fctm=2,12Log[1+\frac{\text{fcm}}{10}]$

Les valeurs caractéristiques de la résistance à la traction sont :

$fctk, 0,05=0,7fctm$

$fctk, 0,95=1,3fctm$

Dans les calculs, on utilise :

❖ $fctm$ pour calculer les déformations de la structure ;

www.cours-genie-civil.com

❖ $fctk$, 0,05 pour calculer les effets des actions indirectes avant fissuration ;

❖ $fctk$, 0,95 pour calculer la contrainte ultime d'adhérence et le moment de fissuration

4. Module de déformation instantanée

Pour une contrainte de courte durée d'application (t < 24 h), on adopte dans les calculs un « module sécant » ou « module de déformation instantanée » égal à :

$$Ecm=22000\left(\frac{\mathrm{fcm}}{10}\right)^{0.3}\ [\mathrm{MPa}]$$

Ce module est appelé module d'élasticité effectif tangent du béton quand il est sous une charge de longue durée et a pour valeur :

$$Ec,eff=\frac{\mathrm{Ecm(t0)}}{1+\varphi(\infty,\mathrm{t0})}\ [MPa]$$

Avec :

$\varphi(\infty,t0)$: Coefficient de fluage fourni par les abaques ;

$t0$: L'âge du béton au moment du chargement en jours.

5. Coefficient de poisson

En béton armé, ce coefficient intervient surtout dans calcul des dalles où il prend les valeurs :

$$\nu=\begin{cases}0{,}20 \text{ pour le calcul des déformations (béton non fissuré)}\\ 0 \text{ pour le calcul des sollicitations (béton fissuré)}\end{cases}$$

B. Acier

Pour les aciers du présent code, il est primordial de spécifier en termes de valeur caractéristique : la limite d'élasticité, la résistance à la traction, le rapport de la résistance à la traction à la limite d'élasticité, l'allongement sous charge maximale. Ces valeurs sont respectivement désignées par les notations suivantes : fyk ; ft ;$\frac{ft}{fyk}$; εuk. Le comportement des armatures de béton armé est également caractérisé par les propriétés suivantes :

– L'aptitude au pliage, notamment en regard des diamètres minimaux de cintrage ;

– Les caractéristiques d'adhérence ;

– La résistance de fatigue, lorsqu'elle est requise ;

– La soudabilité ;

– La résistance au cisaillement et la résistance des soudures pour les treillis soudés.

Les aciers des armatures du béton armé utilisés avec l'Eurocode 2 sont dans la gamme 400/600 [MPa], c'est-à-dire 400≤fyk≤600 [MPa], avec une densité de 7850 [kg/m3] et un coefficient de dilatation thermique de 11.10-6 $°C{-}1$

www.cours-genie-civil.com

Il est aussi caractérisé par :

a. Ductilité :

C'est l'aptitude de l'acier à s'allonger sous contrainte constante. Elle est nécessaire dans les calculs parasismiques. La norme EN 10080 et l'annexe C de l'Eurocode 2 distinguent trois classes de ductilité :

– Classe A : ductilité normale ;

– Classe B : haute ductilité ;

– Classe C : très haute ductilité.

Tableau 3: Propriétés de traction caractéristique des armatures

Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe de ductilité		A	B	C	A	B	C	-
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 à 500						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)_k$		⩾ 1,05	⩾ 1,08	⩾ 1,15 < 1,35	⩾ 1,05	⩾ 1,08	⩾ 1,15 < 1,35	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ε_{uk} (%)		⩾ 2,5	⩾ 5,0	⩾ 7,5	⩾ 2,5	⩾ 5,0	⩾ 7,5	10,0
Aptitude au pliage		Essai de pliage/dépliage			Essai de pliage/dépliage			-
Résistance au cisaillement		-			0,25 $A f_{yk}$ (A est l'aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm) :							5,0
	≤ 8	± 6,0						
	> 8	± 4,5						

b. Diagramme contrainte-déformation des aciers :

L'Eurocode 2 présente deux diagrammes de contrainte-déformation, dont l'un d'eux va être utilisé pour le calcul de la section. On a :

– Diagramme à palier horizontal (sans limitation d'allongement) ;

– Diagramme à palier incliné (avec limitation d'allongement)

c. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à Es = 2.10^5 MPa. d) Contrainte admissible :

La contrainte admissible des aciers tendus sous combinaison caractéristique est donnée par la formule : $\overline{\sigma s} = k3fyk$

Avec : k3 = 0,8 : valeur recommandée pour l'annexe nationale française

Pour notre structure, on utilise des Aciers S500A (HA), ce qui signifie que fyk=500 MPa

D'où $\overline{\sigma s}$=400 MPa .

www.cours-genie-civil.com

Aussi, la résistance de calcul est égale à : $fyd = \frac{fyk}{\gamma s}$ avec γs=1,15

Ce qui donne : fyd=435 MP

d. Enrobage

L'enrobage nominal noté Cnom est égal à :

$Cnom = Cmin + \Delta\, Cdev$ [mm]

$$Cmin = max\begin{cases} \text{Cmin, dur} + \Delta\text{Cdur, } \gamma - \Delta\text{Cdur, st} - \Delta\text{Cdur, add} \\ \text{Cmin, b} \\ 10\ \text{mm} \end{cases} \quad \text{[mm]}$$

$Cmin$: enrobage minimal

$Cmin,b$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence

$Cmin,dur$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

$\Delta Cdur, \gamma$: marge de sécurité

$\Delta Cdur, st$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable

$\Delta Cdur$, add : réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire

Avec :

- $Cmin, b = \{\phi\ pour\ armature\ individuelle\ \phi n\ pour\ paquet\ de\ barre$ [mm]

$\phi n = \phi\sqrt{n}$

ϕ : diamètre de la barre

ϕn : diamètre équivalent

n : nombre de barre de diamètre ϕ constituant le paquet

- $Cmin, dur$ est en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurale et est donné par le tableau suivant :

Tableau 4: Valeur de Cmin,dur exprimé en mm

Classe structurale	**Classe d'exposition**						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

www.cours-genie-civil.com

Pour la classe structurale S4 et la classe d'exposition XC2 /XC3, l'enrobage $Cmin, dur$ correspondant est égal à 25 mm.

- $\Delta Cdur, \gamma$ =$\Delta Cdur, st$ = $\Delta Cdur, add$ =0

Donc, $Cmin$=$max\begin{cases}\text{Cmin, b}\\ 25\text{ mm}\\ 10\text{ mm}\end{cases}$ [mm]

Et $\Delta Cdev$ =10 mm

Tant qu'on ne connait pas encore $Cmin,b$, alors, on va prendre $Cmin$=35 mm. Ce qui nous donne : $Cnom$ =25+10

$Cnom$ =35 mm

e. Distance entre les barres

L'espacement libre horizontal ou vertical entre les barres est supérieur ou égal à :

$a \geq max\begin{cases}\text{k1.}\phi\\ 20\text{ mm}\\ \text{dg} + \text{k2}\end{cases}$ [mm]

Avec :

- k1 = 1 (valeur recommandée et à utiliser pour l'annexe nationale Française)
- k2 = 5 mm
- dg = 25 mm

C.Contrainte de calcul

Les éléments de calcul figurant dans ce devoir sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **Eurocode2.**

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. On distingue les états limites ultimes et les états limites de services.

Les états limites ultimes (ELU)

Les Etats Limites Ultimes mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes de façon suprême. Ils correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique ;
- Soit de la résistance de l'un des matériaux ;

www.cours-genie-civil.com

- Soit de la stabilité de la forme.

Les états limitent de service (ELS)

Les Etats Limites de Service sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité. Ils correspondent aux :

- Etats limites de déformation (flèches) ;
- Ouverture des fissures ;
- Vibrations inconfortables pour les usagers.

Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions pour les Etats Limites sont :

ELU : $\mathbf{1,35}\boldsymbol{G}+\mathbf{1,5}\boldsymbol{Q}+\boldsymbol{W}$

ELS : $\boldsymbol{G}+\boldsymbol{Q}+\mathbf{0,67}\boldsymbol{W}$

www.cours-genie-civil.com

Chapitre IV. PRE-DIMENSIONNEMENT

A. PLANCHER

1. Choix du type de plancher :

Vu l'évolution des recherches sur les différents matériaux de construction, ils existent bien beaucoup de de variétés selon le type et l'utilité de matériaux.

Dans ce cas il est plus que nécessaire de bien choisir le type de plancher à utiliser pour satisfaire les conditions de durabilité et de résistances afin d'éviter les dépenses inutiles durant de longue période.

Pour ce faire les différents matériaux cité ci-dessous nous sont suggérer pour les matériaux du type béton :

- Les planchers à corps creux hourdis ;
- Les planchers nervurés ;
- Les planchers à poutres croisées et planchers-caissons ;
- Les planchers en dalles pleines en béton armé coulé sur place avec ou sans prédalle ;
- Les planchers alvéolés.

Puisqu'il s'agit d'un ouvrage assez solide, nous allons procéder pour les planchers en dalles pleines en béton armé coulé sur place sans prédalle pour notre étude. Nous allons considérer le cas le plus défavorable pour le calcul de pré-dimensionnement de cette dernière en prenant en compte la plus grande surface de plancher dont les dimensions sont les suivantes :

Lx = 3.43 m et Ly = 3.60 m Avec :

- lx : longueur de la dalle suivant le sens de la petite portée ;
- ly : longueur de la dalle suivant le sens de la plus grande portée ;

2. Epaisseur :

Soient :
e : l'épaisseur de la dalle
lx : la petite portée de la dalle
ly : la grande portée de la dalle
Par définition dans l'Eurocode 2, la petite portée d'une dalle doit être au moins égal à :
$lx \geq 5.e$.

www.cours-genie-civil.com

Dans notre structure, le plus petit lx est égal à 1.40 m, donc e doit être au plus égal à 0,28 m. (h0 ≤ 28 cm).

Détermination de e

Soit $\alpha=\frac{lx}{ly}$

- Si $\{\alpha \leq 0{,}5 \rightarrow h0 \geq \frac{lx}{25}$ $(dalle\ portée\ dans\ un\ seul\ sens\ celui\ de\ lx)$
- Si $\alpha \geq 0{,}5 \rightarrow h0 \geq \frac{\sqrt{lx.ly}}{35}$ $(dalle\ portée\ dans\ les\ deux\ sens)$

Dans notre cas lx = 3,43 m,

ly=3.60 m

Ce qui donne : α=0,95

Donc : e $\geq \frac{\sqrt{3.43*3.60}}{35}$

D'où e ≥0,10 m

On a alors : 10 ≤ h0 ≤ 28 [cm]

Pour une meilleure isolation acoustique, nous allons utiliser des dalles pleines en béton armé, d'épaisseur 14cm, pour tout le bâtiment.

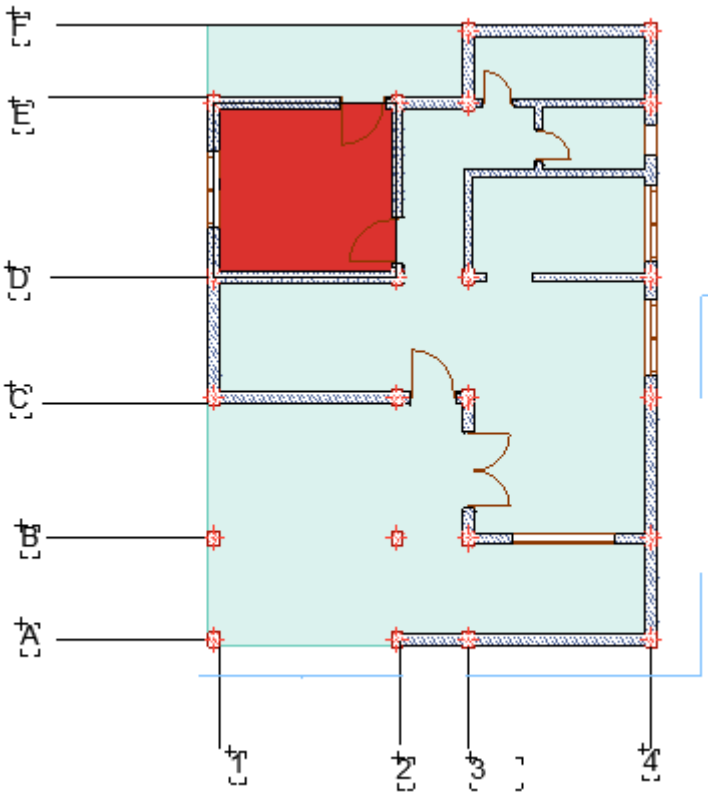


Figure 6:Dalle avec la plus grande surface

www.cours-genie-civil.com

B. POUTRE

1. Définition :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux. La hauteur totale h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité.

2.Hauteurs **:**

Pour les poutres, les conditions suivantes devraient être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Leff} \geq 3.\text{h [m]} \\ \frac{Leff}{16} \leq h \leq \frac{Leff}{10} \end{cases}$$

Avec :

- $Leff = Ln + a1 + a2$: longueur efficace ;
- Ln : la distance entre les nus des appuis, qui sera prise par la plus grande valeur égale à 3.38 mètres ;
- $a1 = a2 = min[\frac{t}{2}; \frac{h}{2}]$ où t = profondeur d'appui.

t = 0,22 m , donc $a1 = a2 = 0{,}11\ m$ $Leff = 3{,}38 + 0{,}11 + 0{,}11$

$Leff = 3.60$ m

Ce qui cadre la valeur de h dans l'intervalle : $\frac{3.60}{16} \leq h \leq \frac{3.60}{10} [m]$

$0{,}225 \leq h \leq 0{,}36\ [m]$

On va choisir h = 0,30 m

La condition $Leff \geq 3.h$ est vérifiée car :3.60 m ≥ 3 × 0,30 m = 0.9 m

3. Largeur :

La largeur doit vérifier la règle de la bonne construction suivante :

Quant à la base des poutres, la condition suivante devra être vérifiée :

$0{,}3.d \leq bw \leq 0{,}6.d$ [m]

Avec : d = h - Cnom = 0,30 – 0, 035 = 0,265 m

D'où : $0{,}3 * 0{,}265 \leq bw \leq 0{,}6 * 0{,}265$[m]

$0{,}105 \leq bw \leq 0{,}210$ [m]

On va prendre $bw = 0{,}22\ m$

Les dimensions de nos poutres seront égales : 22 cm ×30 cm.

www.cours-genie-civil.com

On prendra bw = 0.22 m pour que le mur et la poutre soient de même épaisseur.

C. POTEAU

1. Hypothèses

Admettons que tous les poteaux travaillent en compression centrée ;

Tous les efforts verticaux sont équilibrés par la section réduite du béton seul. Il y a aussi, au moins une section minimale d'armatures.

Les poteaux doivent remplir la condition de non flambement :

2.Condition de non-flambement

- Pour une section rectangulaire (L'algorithme de calcul est en ANNEXE)

$$\boldsymbol{\lambda}=\frac{\mathrm{l0}}{\mathrm{i}}\leq\boldsymbol{\lambda lim}=\frac{20\times\mathrm{A}\times\mathrm{B}\times\mathrm{C}}{\sqrt{\mathrm{n}}}$$

Où :

λ: élancement du poteau

λlim: élancement limite

$n=\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{Ac}\times\mathrm{fcd}}$: effort normal réduit

$$fcd=\alpha cc\frac{\mathrm{fck}}{\gamma\mathrm{c}}$$

Avec :

γc=1,5 et fck=25 MPa et αcc=1

alors : $fcd=1\frac{25}{1,5}$=16,67 MPa

A=0,7 ; B=1,1 ; C=0,7

$l0=0,7\times L$ selon la théorie de flambement avec L=2.70 m

Lo=1.89m

i: rayon de giration de la section transversale et $i=\sqrt{\frac{Ic}{Ac}}$

Avec

$$Ac=b\times h$$

et Ic: moment d'inertie de la section transversale tel que $Ic=\frac{\mathrm{hb}^3}{12}$

$$N=Ned=n'\times q\times s$$

Avec

www.cours-genie-civil.com

n': nombre de niveaux assurés par le poteau (n=2)

q: charge supportée par le plancher d'étage pris entre $1T/m^2$ et $1{,}5T/m^2$

s: la plus grande surface du niveau supporté par le poteau, s=12.35 $m2$;

Et

$20\times A\times B\times C=20\times 0{,}7\times 1{,}1\times 0{,}7=10{,}78$

On prendra q=1,5 $T/m2$=15.10−3 MPa

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau 5:Dimensions des poteaux selon condition de non flambement

Etage	Niveau	b[m]	h[m]	$Ac[m2]$	$Ic[m4]$	i	N	n	λ	λlim	Condition
RDC	2	0.22	0.30	0.066	0.0005	0.087	0.370	0.336	21.7	22.25	Vérifiée
R+1	1	0.22	0.30	0.066	0.0005	0.087	0.185	0.168	20.9	26.30	Vérifiée

3.Condition de résistance :

La condition suivante doit être satisfaite :

$$NEd\leq N_{rd,\,th}=Ac.fcd+As\sigma s$$

Donc, il faut vérifier que :

$$Ac=b.h\geq\frac{\text{NEd}}{\text{fcd}+\sigma\text{sAsAc}}$$

Avec :

fcd=20 MPa

- $\frac{\text{As}}{\text{Ac}}$ =0,01 (selon Eurocode 2)
- $\sigma s=\begin{cases}\text{fyd si } \varepsilon c2>\frac{\text{fyd}}{\text{Es}}\\ \varepsilon c2.\,\text{Es si non}\end{cases}$
- fyd=435 MPa
- Es=2.10^5 MPa
- $\varepsilon c2$= 2°/00 = 2.10−3 pour la classe C25/30

Alors, $\frac{\text{fyd}}{\text{Es}}=\frac{435}{2.10^5}$= 2,175.10−3 > $\varepsilon c2$

www.cours-genie-civil.com

Donc, $\sigma s = \varepsilon c2.Es = 2.10-3 \times 2.10-5 = 400$

σs=400 MPa

Et $fcd+\sigma s\frac{As}{Ac}$ =20+400×0,01 = 24 MPa = 24000 kN/m²

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6:Dimension des poteaux selon condition de résistances

n'	NEd (kN)	$fcd+\sigma s\frac{As}{Ac}$ (kN/m²)	$\frac{NEd}{fcd+\frac{\sigma s}{100}}$ (m²)	b (m)	h (m)	Ac (m²)	Condition
1	185.25	24000	0,009	0,22	0,30	0,066	Vérifiée
2	370.5	24000	0,017	0,22	0,30	0,066	Vérifiée

Vu que toute les conditions sont vérifiées, nous allons utiliser des poteaux rectangulaires de dimensions 22x30(cm^2) dans l'ensemble du bâtiment.

D.ESCALIER

Pour ce pré-dimensionnement, on va déterminer la hauteur de la contre marche, le giron et l'angle d'inclinaison de l'escalier. Soient :

- H : la hauteur à franchir ;
- h : la hauteur de la contre marche ;
- g : la largeur de la marche ;
- α ; angle d'inclinaisons de l'escalier ;

La hauteur à franchir H est la hauteur sous plafond plus l'épaisseur du plancher fini Telle que :

- La hauteur sous plafond égale à 2,86 m
- L'épaisseur du plancher égale à 0,14 m
- Revêtement égale à 0,04 m **H = 3,00m**

1. Détermination de h :

- La hauteur h est pratiquement **16.5 ≤ h ≤ 17.5 (cm),** prenons h = 17 cm.
- Le giron g est **27 ≤ g ≤ 30 (cm)** et **60 ≤ 2 h+g ≤64 [cm]** (d'après la formule de Blondel).
- L'angle d'inclinaison α est obtenu par : $\tan\alpha = \frac{h}{g}$

Pour h= 17 on a comme nombre de contre marche n= H/17 = 17.64

www.cours-genie-civil.com

Soit :

- si n1=17 recalculons h=3,00/17 $\Longrightarrow$ h= 17,64 cm
- si n2 =18 recalculons h=3,00/18 $\Longrightarrow$ h = 16,66 cm or 16,5 ≤ h ≤ 17,5 (cm) donc

on va prendre **h = 16,66 cm .**

2. Détermination de g:

Pennons g= 28 cm.

Vérifions la relation **60 ≤ 2 h+g ≤ 64 [cm]** : relation de Blondel

2h + g= (2x16 ,66) + 28=61,32 cm *vérifié*

Donc **g = 28**

3. Détermination de α :

On a : $\tan\alpha = \frac{h}{g}$ qui donne $tg\alpha = \frac{16,66}{28} = 0,595$

d'où **:**

α = 30,75°

4. Détermination de e :

Le paillasse est considéré comme une dalle continue pleine en béton armé.

On a : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{25}$

avec $L_x = \frac{2,52}{\cos 30,75} = 2,93m \Longrightarrow 0,083\ m \leq e \leq 0,1172_m$

e = 10cm

www.cours-genie-civil.com

Chapitre V. DESCENTE DES CHARGES

A. INVENTAIRE DES CHARGES

La descente des charges a pour principe d'évaluer les charges reprises pour chaque élément, à partir de la toiture jusqu'au niveau de la fondation. Le calcul concerne les charges verticales et les charges horizontales. Le résultat nous permet de dimensionner les poteaux et leurs fondations.

Le bâtiment est soumis à des actions horizontales et verticales et c'est la fondation qui assure la transmission de ces charges au sol.

On peut en distinguer trois types :

- Actions permanentes ;
- Actions variables ;
- Actions accidentelles.

1. Les actions permanentes

Les charges permanentes sont des éléments qui constituent en général le bâtiment à savoir les éléments de structure. Elles proviennent du poids volumique des matériaux mis en œuvre du poids au m2 et au mètre linéaire des divers éléments.

Tableau 7 : Valeur des charges permanents

Eléments de structure	**Désignation**	**Charges**	**unités**
Toiture terrasse inaccessible	Dalle pleine en BA (14cm)	300	daN/m²
	Etanchéité	50	daN/m²
	Protection (enduit de ciment)	30	daN/m²
	enduit de plâtre	20	daN/m²
	TOTAL	**400**	**daN/m²**
Chéneau	En béton armé (e=7cm)	175	daN/m²
	Enduits 2 faces	54	daN/m²
	TOTAL	**229**	**daN/m²**
Mur de remplissage	Brique pleine (e=22cm)	418	daN/ml
	Enduit 2 faces	54	daN/ml
	TOTAL	**472**	**daN/ml**
Plancher pour habitation	Dalle pleine (e=14cm)	350	daN/m²
	Enduit (en mortier de ciment e=1,5cm)	27	daN/m
	Carrelage (gré cérame e=9mm) y compris mortier de ciment	60	daN/m²
	TOTAL	**512**	**daN/m²**

Poteau	En BA de section (0,30 x 0,22m²)	165	daN/m³
Poutres	Transversale en BA (0,22 x 0,30m²)	165	daN/m³
Escalier g=28cm ; α=30,75°	Marche 0,1666 x 2200 x 0,5	183	daN/m²
	Chape de revêtement en mortier de ciment (e= 2cm)	36	daN/m²
	Garde-corps	50	daN/m²
	Paillasse (e=10cm)	250	daN/m²
	TOTAL	**519**	**daN/m²**

Au niveau du fil D :

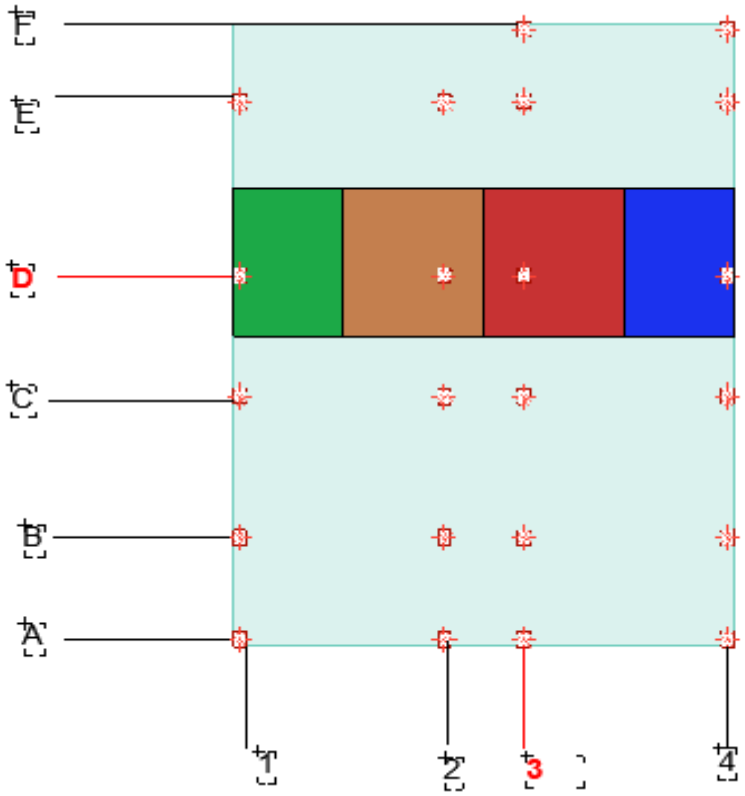


Figure 7 :Partie étudier pour le descentes des charges

Les poteaux de la file 3 sont choisis pour la descentes des charges car il semble le plus charger.

www.cours-genie-civil.com

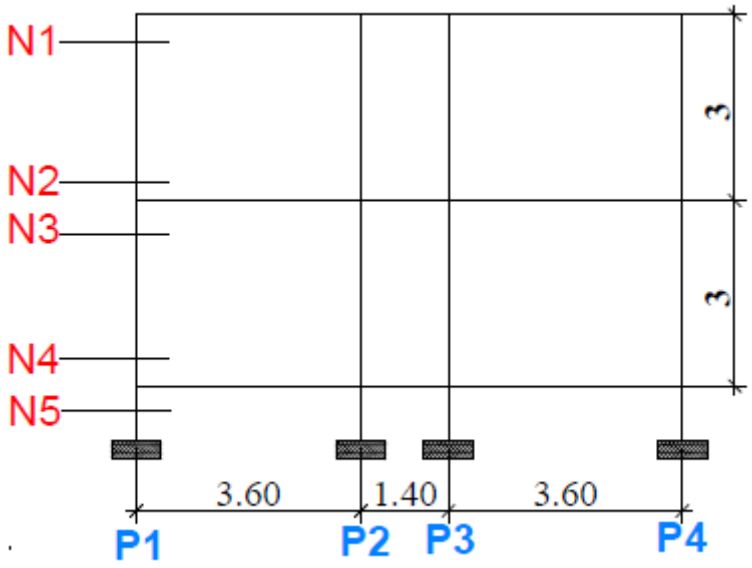


Figure 8: modelisation du portique

Tableau 8:Calcul de la descente de charges du poteaux D-1

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	G [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Chéneau	2.9	0,50		229	332
	Toiture terrasse	2.9	1.8		400	2088
	Poutre Trans	1.8	0,22	0,30	2500	297
	Poutre long	2.9	0,22	0,30	2 500	478
					TOTAL	**3196**
N2	Venant de N1					3196
	Poteau	0.30	0,22	2.48	2 500	409
					TOTAL	**3605**
N3	Venant de N2					3605
	Plancher	1.715	1.8		512	1581
	Poutre long.	2.9	0,22	0.30	500	479
	Poutre Trans.	1.8	0,22	0.30	2 500	297
	Mur de remplissage L	2.9		2,48	472	3395
	Mur de remplissage T	1.8		2,48	472	2107
					TOTAL	**11462**
N4	Venant de N3					11462
	Poteau	0.22	0,30	2.88	2 500	475
					TOTAL	**11938**

www.cours-genie-civil.com

N5	Venant de N4					11938
	Longrine Long.	2.9	0,22	0,24	2 500	478
	Longrine Trans.	1.8	0,22	0,24	2 500	297
	Mur de remplissage L	2.9		2,88	472	3942
	Mur de remplissage T	1.8		2,88	472	2447
					TOTAL	**19102**

Tableau 9:descentes des charges du poteau D-2

Niveau	**Désignation**	**Dimension en [m]**			**Charge unitaire**	**G [daN]**
		Longueur	**Largeur**	**Hauteur**		
N1	Toiture terrasse	2.9	2.5		400	2900
	Poutre Trans	2.5	0,22	0,24	500	412
	Poutre long	2.9	0,22	0,24	2 500	478
					TOTAL	**3791**
N2	Venant de N1					3791
	Poteau	0.22	0,22	2.48	2 500	409
					TOTAL	**4200**
N3	Venant de N2					4200
	Plancher	Surface	5.70m2		512	2918
	Poutre long.	2.9	0,22	0.24	500	383
	Poutre Trans.	2.5	0,22	0,24	2 500	413
	Mur de remplissage L	2.9		2,48	472	3395
	Mur de remplissage T	2.5		2,48	472	2926
					TOTAL	**14330**
N4	Venant de N3					14330
	Poteau	0.22	0,22	2.88	2 500	475
					TOTAL	**14805**
N5	venant de N4					14805
	Longrine Long.	2.9	0,22	0,24	2 500	478
	Longrine Trans.	2.5	0,22	0,24	2 500	412
	Mur de remplissage L	2.9		2,88	472	3942
	Mur de remplissage T	2.5		2,88	472	3398
					TOTAL	**23037**

www.cours-genie-civil.com

Tableau 10:descentes des charges du poteau D-3

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	G [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture terrasse	2.9	2.5		400	2900
	Poutre Trans	2.5	0,22	0,24	500	412
	Poutre long	2.9	0,22	0,24	2 500	478
					TOTAL	**3791**
N2	Venant de N1					3791
	Poteau	0.22	0,22	2.48	2 500	409
					TOTAL	**4200**
N3	Venant de N2					4200
	Plancher	2.9	2.5		512	3712
	Poutre long.	2.9	0,22	0.24	500	383
	Poutre Trans.	2.5	0,22	0,24	2 500	413
	Mur de remplissage L	2.9		2,48	472	3395
	Mur de remplissage T	2.5		2,48	472	2926
					TOTAL	**15124**
N4	Venant de N3					15124
	Poteau	0.22	0,22	2.88	2 500	475
					TOTAL	**15599**
N5	venant de N4					15599
	Longrine Long.	2.9	0,22	0,24	2 500	478
	Longrine Trans.	2.5	0,22	0,24	2 500	412
	Mur de remplissage L	2.9		2,88	472	3942
	Mur de remplissage T	2.5		2,88	472	3398
					TOTAL	**23831**

Tableau 11:descentes des charges du poteau D-4

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	G [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Chéneau	2.9	0,50		229	332
	Toiture terrasse	2.9	1.8		400	2088
	Poutre Trans	1.8	0,22	0,30	2500	297
	Poutre long	2.9	0,22	0,30	2 500	478
					TOTAL	**3196**
N2	Venant de N1					3196
	Poteau	0.30	0,22	2.48	2 500	409

www.cours-genie-civil.com

					TOTAL	**3605**
N3	Venant de N2					3605
	Plancher	1.715	1.8		512	2673
	Poutre long.	2.9	0,22	0.30	500	479
	Poutre Trans.	1.8	0,22	0.30	2 500	297
	Mur de remplissage L	2.9		2,48	472	3395
	Mur de remplissage T	1.8		2,48	472	2107
					TOTAL	**12555**
N4	Venant de N3					12555
	Poteau	0.22	0,30	2.88	2 500	475
					TOTAL	**13030**
N5	Venant de N4					13030
	Longrine Long.	2.9	0,22	0,24	2 500	478
	Longrine Trans.	1.8	0,22	0,24	2 500	297
	Mur de remplissage L	2.9		2,88	472	3942
	Mur de remplissage T	1.8		2,88	472	2447
					TOTAL	**20194**

Tableau 12:Récapitulatif descentes des charges permanentes en daN

	P D-1	P D-2	P D-3	P D-4
N1	3196	33791	33791	3196
N2	3605	4200	4200	3605
N3	11462	14330	14124	12555
N4	11938	14805	15599	13030
N5	19102	23037	23831	20194

2. Les actions variables

Ce sont les charges qui résultent généralement des différentes utilisations des pièces habitables et qui varient en intensité au cours du temps. Elles sont les suivantes :

- ✓ Les surcharges d'exploitation
- ✓ Les surcharges climatiques

2.1 Les surcharges d'exploitation

Les charges d'exploitation correspondent aux charges qui résultent d'un usage normal du bâtiment.

www.cours-genie-civil.com

Elles comprennent :

Les surcharges statiques : le matériel, le mobilier, les équipements et machines fixes ;

Les surcharges dynamiques : personnes, appareils mobiles, circulation ou le parcage des véhicules.

Selon la norme françaiseNF P 06-001 de l'AFNOR, on a :

Tableau 13: Valeurs des surcharges d'exploitations

Désignation	Charges d'exploitations	unités
Toilettes	150	daN/m²
Plancher chambre	150	daN/m²
Escalier	250	daN/m²
Balcons	350	daN/m²
Garage	250	daN/m²
Couloir	250	daN/m²
Toiture terrasse	130	daN/m²

- Calcul des valeurs des charges d'exploitation pour chaque poteau.

Tableau 14:Descentes de charges d'exploitation du poteau D-1

Niveau	**Désignation**	**Dimension en [m]**			**ch. Unitaire daN/m²,daN/m³**	**Q [daN]**
		Longueur	**Largeur**	**Hauteur**		
N1	Toiture Terrasse	2.9	1.8		130	679
	TOTAL					**679**
N2	Venant de N1					679
	TOTAL					**679**
N3	Venant de N2 chambres	 1.715	 1.8		 150	679 463
	TOTAL					**1142**
N4	Venant de N3 Escalier chambre	 1.185 1.185	 1.8 1.8		 250 150	1142 533 320
	TOTAL					1995
N5	Venant de N4					1995

	TOTAL	1995

Tableau 15:Descentes de charges d'exploitation du poteau D-2

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m²daN/m³	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture Terrasse	2.9	2.5		130	942
	TOTAL					942
N2	Venant de N1					942
	TOTAL					942
N3	Venant de N2					942
	Chambres	1.715	1.8		150	463
	Escalier	1.185	1.8		250	533
	Couloir	2.9	0.7		250	507
	TOTAL					**2445**
N4	Venant de N3					2445
	Chambre	1.8	2.9		150	783
	couloir	2.9	0.7		250	507
	TOTAL					3735
N5	Venant de N4					3735
	TOTAL					3735

Tableau 16: Descentes de charges d'exploitation du poteau D-3

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m²daN/m³	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture Terrasse	2.5	2.9		130	942
	TOTAL					942
N2	Venant de N1					942
	TOTAL					942
N3	Venant de N2					942
	Chambres	1.8	2.9		150	783
	Couloir	2.9	0.7		250	507
	TOTAL					**2232**
N4	Venant de N3					2232
	Chambre	1.8	2.9		150	783
	couloir	2.9	0.7		250	507
	TOTAL					3522
N5	Venant de N4					3522
	TOTAL					3522

www.cours-genie-civil.com

www.cours-genie-civil.com

Tableau 17:Descentes des charges d'exploitation du poteau D-4

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m²daN/m³	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	ToitureTerrasse	2.9	1.8		130	679
	TOTAL					679
N2	Venant de N1					679
	TOTAL					679
N3	Venant de N2 Chambres	2.9	1.8		150	679 783
	TOTAL					**1469**
N4	Venant de N3 Chambre	2.9	1.8		150	1462 783
	TOTAL					2245
N5	Venant de N4					2245
	TOTAL					2245

Tableau 18:Récapitulatif des surcharges d'exploitation

	P D-1	P D-2	P D-3	P D-4
N1	679	942	942	679
N2	679	942	942	679
N3	1142	2245	2232	1469
N4	1995	3735	3522	2245
N5	1995	3735	3522	2245

2.2 Les surcharges climatiques :

Il s'agit en général des actions du vent, de la neige et du séisme mais à Madagascar, il n'y a pas de neige et les secousses sismiques enregistrées sont nettement basses. Par contre les cyclones, fréquents, font des dégâts considérables ce qui conduit à ne considérer que les actions du vent.

2.2.1 Actions du vent W :

Citons les principales prescriptions :

www.cours-genie-civil.com

La direction du vent est supposée horizontale ;

L'action exercée par le vent sur une d'un élément de paroi est considéré comme normale à cet élément.

Elle est fonction :

- De la vitesse du vent ;
- De la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- De l'emplacement de l'élément considéré ;
- Des dimensions de la construction et ses proportions d'ensemble ;
- De la forme de la paroi (plane ou courbe)à laquelle appartient l'élément considéré.

L'action élémentaire p est donnée par le produit p=cq

Avec : Pression dynamique fonction de la vitesse du vent ;

C : un coefficient de pression fonction des dispositions de la construction.

- Les pressions dynamiques de base :

Ce sont les pressions qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol pour un site normal. Elles sont données par les nouvelles Règles pour Construction Para-cyclonique. Le site, se trouvant dans la région d'Analamanga fait partie de la zone III. Les pressions dynamiques correspondantes sont :

- 124 daN/m², valeur normale ;
- 217 daN/m², valeur extrême.

- Les pressions dynamiques corrigées :

Tenant compte de la nature du site d'implantation, de la hauteur, des dimensions et de l'entourage de l'ouvrage, les pressions dynamiques de base se doivent être corrigées. Elles seront affectées des coefficients dus à ces effets.

Elles s'obtiennent par la formule suivante :

$$q_d = q_b \times c_s \times c_h \times c_m \times \delta$$

Avec

- q_b : Pression dynamique de base

www.cours-genie-civil.com

- c_s : Coefficient de site
- c_h : Coefficient de hauteur
- c_m: Coefficient de masque
- δ : Coefficient de dimension

❖ Effet du site c_s

L'effet du site concerne la nature du site d'implantation. Ambohimangakely se situe sur un plateau, donc l'ouvrage est moyennement exposé. C'est un site normal, d'où cs =1.

❖ Effet de hauteur c_h

Pour une construction de hauteur inférieure à 500 m, le coefficient correcteur apporté par l'effet de la hauteur sur la pression dynamique de base est donné par la formule suivante :

$$C_h = \frac{qH}{q10} = 2{,}5 \times \left(\frac{H+18}{H+60}\right)$$

Où :

- q_H : Pression dynamique à la hauteur H
- $q_{10,n}$: Pression dynamique à une hauteur de 10m H= 5.72m, hauteur du bâtiment.

A.N :

$$C_h = 2{,}5 \text{ x } \left(\frac{5.72+18}{5.72+60}\right)$$

C_h= 0.80

❖ **Effet de masque c_m**

Le bâtiment n'est ni masqué partiellement ni totalement, donc il n'y a pas effet de masque.

Cm=1

❖ **Effet de dimension δ**

www.cours-genie-civil.com

Les pressions dynamiques correspondant à chaque niveau de construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ, déterminé en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent tel que :

$$\boldsymbol{\delta = -0,130 \log x + 0,961}$$

Avec x=12m la plus grande dimension de la surface offerte au vent

Donc : $\delta = -0{,}130 \log 12 + 0{,}961$

Alors : $\delta = 0{,}82$

D'où les valeurs des pressions dynamiques corrigées :

- **qd =81.34 daN/m², valeur normale ;**
- **qd = 145.82 daN/m², valeur extrême**

2.2.2 Descente de charges due au vent :

Principe et formules :

Outre les moments de flexion et les efforts tranchants, le vent apporte dans le portique du bâtiment des efforts normaux. Nous considérons les poteaux comme étant une console encastrée dans le sol au niveau de la fondation et soumise à ces charges horizontales.

Les charges Fi que le vent transmet dans les poteaux i sont données par la relation :

$$Ni = \frac{M.di.Si}{I}$$

M : Moment reversement dû à l'action horizontale du vent en [kg.m] ;

$\boldsymbol{d_i}$: Distance entre le poteau i et le centre de gravité de l'ensemble en [m] ;

$\boldsymbol{S_i}$: Section du poteau considérer au niveau i en [m^2] ;

$\boldsymbol{I}$: Moment d'inertie des poteaux par rapport au centre de gravité en [m^4] ;

$$I = \sum S_i d_i^2$$

I : Moment d'inertie du poteau par rapport au centre de gravité du poteau

Or :

M_i = F.z = h x L x v x z = $Q h^2/2$ et $Q = q_s l_x$

www.cours-genie-civil.com

Où :

h : hauteur du poteau au niveau considéré

q_s : la force spécifique

l_x : largeur d'impact sur le nu poteau

Z : bras de levier

❖ **Calcul** :

Détermination du centre de gravité de l'ensemble

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum xiSi}{\sum Si}$$

Avec :

S_i **:** Section de chaque poteau en m2 ;

X_i **:** Distance horizontale de l'axe de chaque poteau par rapport au point de repère A en [m].

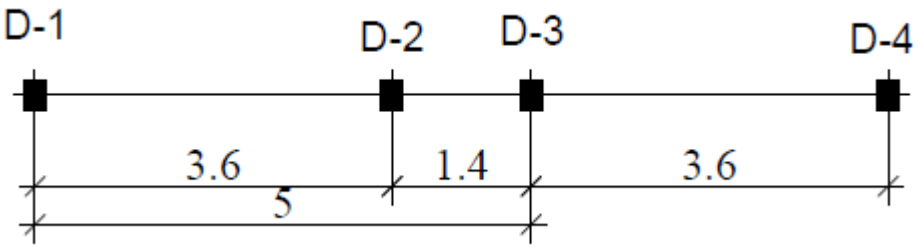


Figure 9:Détermination du centre de gravité de l'ensemble.

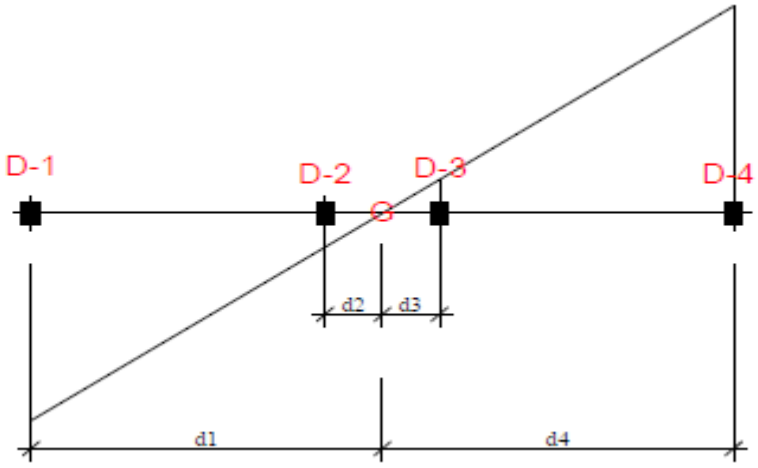


Figure 10:Position du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble

- Moment d'inertie de chaque poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

Niveau	Poteau	Xi (m)	Si [m²]	Xi*Si	xG [m]	di [m]	Si.di² [m⁴]	I [m⁴]
N1	D-1	0.00	0.066	0.00	4.3	4.3	1.22	5.14
	D-2	3.60	0.066	0.2376		0.7	0.032	
	D-3	5.00	0.066	0.33		0.7	0.032	
	D-4	8.60	0.066	0.5676		4.3	1.22	
N2 et N3	D-1	0.00	0.066	0.00	4.3	4.3	1.22	5.14
	D-2	3.60	0.066	0.2376		0.7	0.032	
	D-3	5.00	0.066	0.33		0.7	0.032	
	D-4	8.60	0.066	0.5676		4.3	1.22	
N4 et N5	D-1	0.00	0.066	0.00	4.3	4.3	1.22	5.14
	D-2	3.60	0.066	0.2376		0.7	0.032	
	D-3	5.00	0.066	0.33		0.7	0.032	
	D-4	8.60	0.066	0.5676		4.3	1.22	

Tableau 19:Moment d'inertie de chaque poteau à chaque niveau.

Tableau 20:Calcul de Mi

Niveau	h	L	V=qd	F	Z	M

www.cours-genie-civil.com

N1	1	2.9	145.82	422.87	0.5	211.435
N2=N3	3	2.9	145.82	1268.63	1.5	1902.945
N4=N5	6	2.9	145.82	2537.26	3	7611.78

Tableau 21:Descentes de charges horizontales

Niveau	Poteau	I[m⁴]	h[m]	M=qh²/2	Si[m²]	di[m]	Ni[daN]	Vérification
N1	D-1	5.14	1	211.435	0.066	4.3	11.67	0
	D-2					0.7	1.90	
	D-3					0.7	1.90	
	D-4					4.3	11.67	
N2 et N3	D-1	5.14	3	1902.945	0.066	4.3	105.06	0
	D-2					0.7	17.10	
	D-3					0.7	17.10	
	D-4					4.3	105.06	
N4 et N5	D-1	5.14	6	7611.78	0.066	4.3	420.27	0
	D-2					0.7	68.41	
	D-3					0.7	68.41	
	D-4					4.3	420.27	

Vérifications : L'équilibre statique est vérifié car (D1+D2) -(D3+D4)=0

B. DESCENTE DE CHARGES TOTAL :

Selon les règles BAEL91 révisées 99, il faut tenir compte de deux combinaisons d'actions :

- A l'**ELU** (Etat Limite Ultime) : **1,35G + 1,5Q + W**
- À l'**ELS** (Etat Limite de Service) : **G + Q + 0,77W**

Ces deux combinaisons obtenues, elles devront être minorées de 10% pour les poteaux près de ceux de rive et majorées de 10% pour les poteaux centraux.

Les calculs de descente des charges totale sur chaque poteau de la file F sont résumés dans les tableaux suivants.

www.cours-genie-civil.com

Tableau 22:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-1 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	0,9 ELU	0,9 ELS
N1	3196	679	11,67	5 345	3 884	4 810	3 496
N2	3605	679	105,06	5 990	4 365	5 391	3 928
N3	11462	1142	105,06	17 292	12 685	15 563	11 416
N4	11938	1995	420,27	19 529	14 257	17 576	12 831
N5	19102	1995	420,27	29 200	21 421	26 280	19 279

Tableau 23:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-2en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	1,15 ELU	1,15 ELS
N1	33791	942	1.90	47 033	34 734	54 088	39 945
N2	4200	942	17.10	7 100	5 155	8 165	5 928
N3	14330	2245	17.10	22 730	16 588	26 140	19 076
N4	14805	3735	68.41	25 658	18 593	29 506	21 382
N5	23037	3735	68.41	36 771	26 825	42 286	30 848

Tableau 24:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-3 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	1 ,15 ELU	1.15 ELS
N1	33791	942	1.90	47 033	34 734	54 088	39 945
N2	4200	942	17.10	7 100	5 155	8 165	5 928
N3	14124	2232	17.10	22 433	16 369	25 797	18 825
N4	15599	3522	68.41	26 410	19 174	30 372	22 050
N5	23831	3522	68.41	37 523	27 406	43 152	31 517

Tableau 25:Récapitulation des charges par niveau du poteau D-4 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	0.9 ELU	0,9 ELS
N1	3196	679	11.67	5 345	3 884	4 810	3 496
N2	3605	679	105.06	5 990	4 365	5 391	3 928
N3	12555	1469	105.06	19 258	14 105	17 332	12 694
N4	13030	2245	420.27	21 378	15 599	19 240	14 039
N5	20194	2245	420.27	31 050	22 763	27 945	20 486

www.cours-genie-civil.com

Chapitre VI. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

On entend par structure, tout le système porteur principal du bâtiment. Elle doit assurer la tenue de l'ensemble sollicité par des efforts à savoir les moments dont elles s'exercent sur la construction. Ainsi on pourra dimensionner les armatures de chaque élément de structure du bâtiment en béton armé pour équilibrer son ossature.

A. Choix du portique à étudier :

Soit le même portique que dans le calcul de la descente des charges. La file D

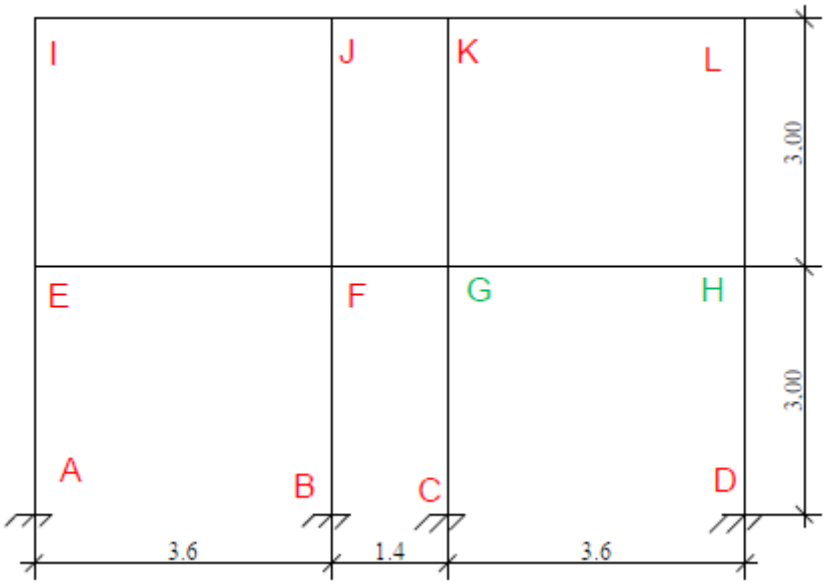


Figure 11:Représantation du portique etudier

B. Choix de la méthode utilisé :

Il existe beaucoup de méthodes pour déterminer les efforts dans les structures, comme la méthode de rotation, l'équation des trois moments et la méthode de Cross mais on a choisi la méthode de CROSS pour trouver ces moments, vu que notre portique est assez simple.

C. Application de la méthode :

La méthode consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le nœud aux barres si celles-ci étaient parfaitement encastrées, et à déterminer les corrections nécessaires à apporter à ce moment pour obtenir le moment réel. Pour ce faire, on procède comme suit :

www.cours-genie-civil.com

- On commence par bloquer les déplacements des nœuds (intermédiaires) de la structure, les seuls blocages effectués concernent les rotations des nœuds ;
- Ensuite, on débloque un nœud, tout en maintenant les autres bloqués, sous l'effet des charges appliquées, le nœud considéré n'est pas en équilibre, ainsi il doit être rééquilibré par un moment d'équilibrage adéquat. Ce moment d'équilibrage se répartit au prorata des rigidités dans les différentes barres associées au nœud.

- Puis, on rebloque ensuite le nœud, et on en débloque un autre, et on répète la même procédure.
- On continue les itérations jusqu'à ce que le déséquilibre devienne négligeable : tous les nœuds ont alors tourné jusqu'à leur position finale, et connaissant la rotation, on peut en déduire le moment associé.

1. Raideur R des barres

La raideur d'une poutre ou d'un poteau est définie par :

- Si la poutre est encastrée à ses deux extrémités, alors

$$\boldsymbol{R_i} = \frac{I}{L}$$

- Si la poutre est encastrée à une extrémité et articulée à l'autre, alors :

$$\boldsymbol{R_i} = \frac{3I}{4L}$$

- Pour une console :

$$R = 0$$

Dans notre structure, il n'y a que des encastrements, alors :

$$\boldsymbol{R_i} = \frac{I}{L}$$

Avec

L : longueur de chaque barre

- $I = \frac{bh^3}{12}$: le moment d'inertie (pour une section rectangulaire)

2. Coefficient de répartition Ci

Ci représente l'apport relatif de raideur de la barre considérée au nœud étudié.

www.cours-genie-civil.com

Ce coefficient permet la répartition de la somme des moments en un nœud entre les barres qui en dérivent et il est donné par :

$$\boldsymbol{Ci} = \frac{Ri}{\sum jRj}$$

Avec R_i : la raideur de la barre considérée

$\sum_j R_j$: la somme des raideurs de toutes les barres aboutissant au nœud

3. Moment d'encastrement parfait

Par application de la méthode de la résistance des matériaux sur une poutre AX encastrée à ses deux extrémités et soumise à une charge linéaire q, On a :

$$MAX = \frac{\mathrm{qL2}}{12} \text{ et } MXA = -\frac{qL^2}{12}$$

4. Moment réel

Le déblocage des nœuds se fait à partir des moments qui lui sont appliqués pour les répartir proportionnellement en fonction du coefficient de répartition C_i de chaque barre. Ainsi, le moment fléchissant dans une barre AX est :

$$M_X = -C_{AX}M$$

Avec :

M : la somme des moments d'encastrement parfait et des moments transmis aux nœuds

C_{AX} : le coefficient de répartition dans la barre

Le moment transmis aux extrémités est alors :

$$M_{XA} = \frac{M_{AX}}{2}$$

5. Moment en un point x donné

Le moment en un point d'abscisse x est donné par l'expression suivante :

$$\boldsymbol{M(x) = \mu x - MAB + \frac{MAB+MBA}{L}}$$

Avec : M(x) : moment fléchissant au point d'abscisse x ;

MAB : moment transmis par le nœud A à la barre AB ;

MBA : moment transmis par le nœud B à la barre BA ;

www.cours-genie-civil.com

μ_x : moment au point d'abscisse x de la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes charges.

6. Effort tranchant :

Il est obtenu par la formule **:**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{(M_{Ax} + M_{xA})}{L}$$

Avec : $\theta = d\mu dx$: effort tranchant dans la barre droite de même portée reposant sur deux appuis

- Programmation des calculs avec le logiciel EXCEL
- Récapitulation des résultats.

D. <u>Evaluation des charges :</u>

Au niveau des portiques, il y a des flexions. Elles sont dues aux charges verticales c'est à dire les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les charges horizontales dues au vent.

1. <u>Charges verticales</u>

Pour ce calcul, nous utiliserons la méthode des lignes de ruptures pour la distribution des charges venant du plancher.

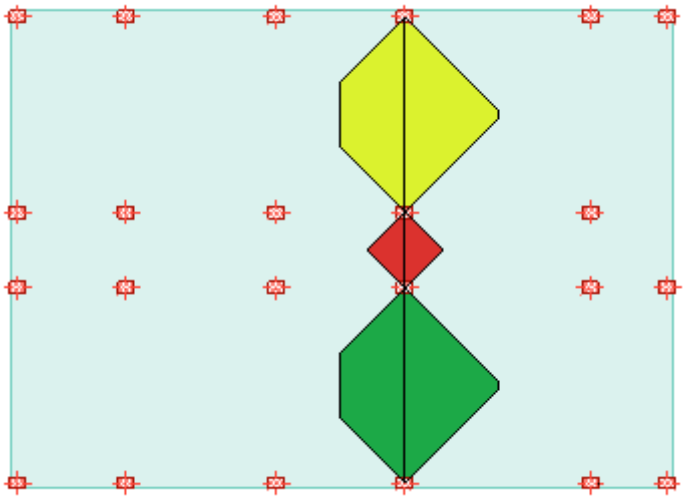


Figure 12: aire d'influences des poteaux

2. Pour les charges trapézoïdales

❖ Pour le calcul des moments :

$$P_m = \frac{P l_x}{2}\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right)$$

❖ Pour le calcul des efforts tranchants :

$$P_v = \frac{P l_x}{2}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$$

$\alpha = \frac{lx}{ly}$ Rapport entre les deux côtés de la dalle

3. Pour les charges triangulaires

- Pour le calcul des moments : $P_m = \frac{plx}{3}$
- Pour le calcul des efforts tranchants : $P_v = \frac{plx}{4}$

Avec P : charge surfacique du plancher (en daN/m^2)

Le tableau suivant représente les charges supporter par les poutres de chaque étage.

Tableau 26:Charges linéaire supporter par les poutres de la toiture

TOITURE											
Travée	Désignation	lx[m]	ly[m]	α	section[m2]	G[daN/m2]	Q[daN/m2]	gm[daN/ml]	gv[daN/ml]	qm[daN/ml]	qv[daN/ml]
IJ	toiture	3,43	3,60	0,95		**400**	130,00	478,42	359,20	155,49	116,74
		2,37	3,60	0,66		400	130,00	405,52	317,98	131,79	103,34
	poutres				0,07	2500		165,00	165,00		
	total							1049	842,17	287,28	220,08
JK	toiture	1.40	3,43			**400**	130,00	457,33	343,00	148,63	111,48
		1.40	2,37			400	130,00	316,00	237,00	102,70	77,03
	poutres				0,07	2500		165,00	165,00		
	total							938,33	745,00	251,33	188,50
	toiture	3,43	3,60	0,95		**400**	130,00	478,42	359,20	155,49	116,74

www.cours-genie-civil.com

KL		2,37	3,60	0,66		400	130,00	405,52	317,98	131,79	103,34
	poutres				0,07	2500		165,00	165,00		
	total							1049	842,17	287.28	220.08

www.cours-genie-civil.com

Tableau 27:Valeur des charges à l'ELU en KN/m

	ELU			
travée	Gm[kN/ml]	Gv[kN/ml]	Qm[kN/ml]	Qv[kN/ml]
IJ	14,16	11,37	4,31	3,30
JK	12,67	10,06	3,77	2,83
KL	14,16	11,37	4,31	3,30

www.cours-genie-civil.com

Tableau 28: Charges linéaire supporter par les poutres du 1er etage

1ER ETAGE											
Travée	Désignation	lx[m]	ly[m]	α	section[m2]	G[daN/m2]	Q[daN/m2]	gm[daN/ml]	gv[daN/ml]	qm[daN/ml]	qv[daN/ml]
EF	Plancher	3,43	3,60	0,95		**512,00**	150,00	612,38	459,77	179,41	134,70
		2,37	3,60	0,66		512,00	150,00	519,07	407,01	152,07	119,24
	poutres				0,066	2500		165,00	165,00		
	Mur	0.22	3.60			472	0	373.83	373.83		
	total							1670.23	1405.6	331.48	253.94
FG	plancher	3,43	1,40			**512**	130,00	585.39	439.04	171.50	128.63
		2,37	1,40			512	130,00	404.48	303.36	152.07	88.88
	Poutres				0,066	2500		165,00	165,00		
	Mur	0.22	3.60			472	0	373.83	373.83		
	Total							1528.7	1281.23	290	217.50
GH	plancher	3,43	3,60	0,95		**512**	130,00	612,38	459,77	179,41	134,70
		2,37	3,60	0,66		512	130,00	519,07	407,01	152,07	119,24
	poutres				0,066	2500		165,00	165,00		
	Mur	0.22	3.60			472	0	373.83	373.83		
	total							1670.23	1405.61	331.48	253.94

www.cours-genie-civil.com

Tableau 29:Valeur des charges à l'ELU en KN/m du R+1

	ELU			
travée	Gm[kN/ml]	Gv[kN/ml]	Qm[kN/ml]	Qv[kN/ml]
EF	29,520	13,93	4,97	3,81
FG	26,85	12,25	4,35	3,26
GH	29,520	13,93	4,97	3,81

4. Charges horizontales

Il s'agit des charges dues au vent. Par définition : $W = q_d * l$

Avec :

- q_d : La pression dynamique de base corrigée telle que q_d =145.82daN/m²
- l : la largeur d'impact du vent telle que l = 2.9 m
- D'où :

W = 422.87daN/m

A l'ELU : W = 422.87 daN/m ou 4.23kN/m

A l'ELS : W = 325.60 daN/m ou 3.26kN/m

E. Modelisation des charges :

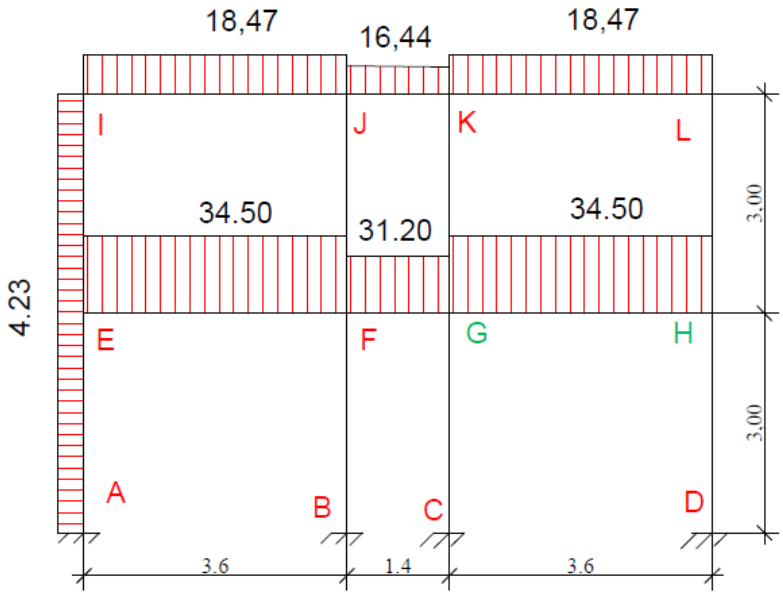


Figure 13:Modelisation des charges sur le portique à l' ELU en KN/ml

www.cours-genie-civil.com

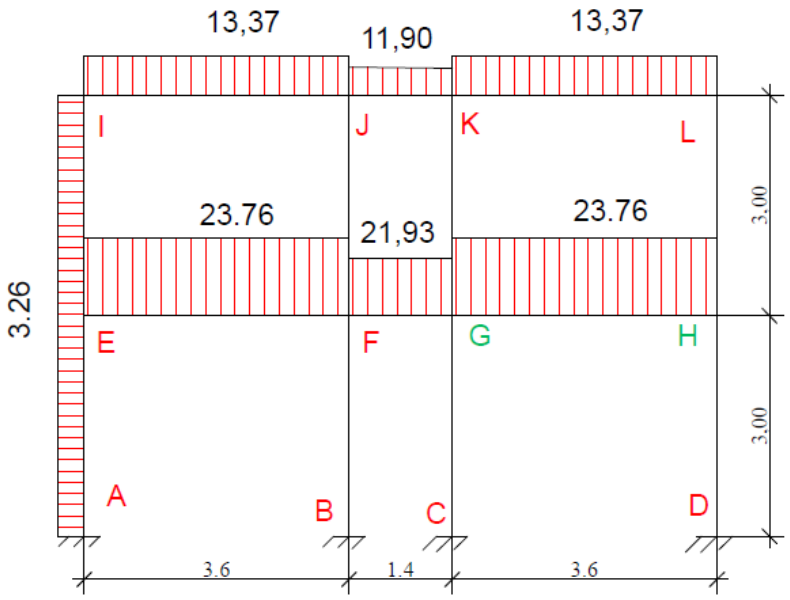


Figure 14: Modélisation des charges sur le portique à l' ELS en KN/ml

Courbes enveloppes :

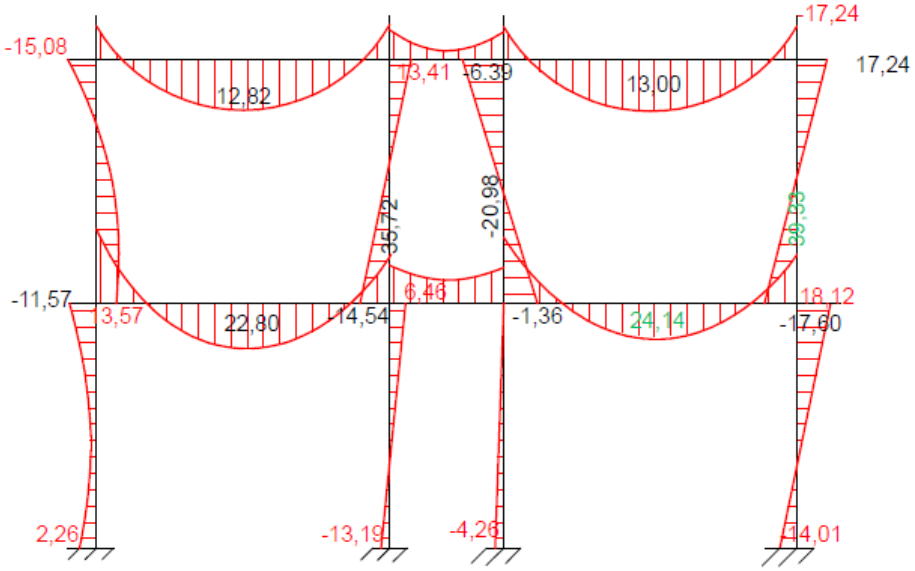


Figure 15:Diagramme de moment fléchissant à L'ELU

www.cours-genie-civil.com

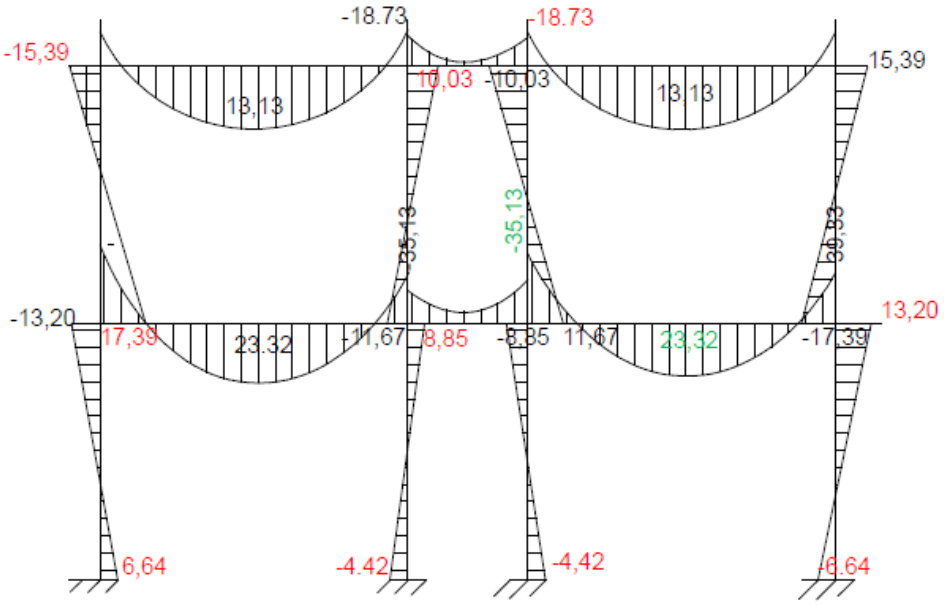


Figure 16:Diagrammedes moment fléchissant sans la réaction du vent

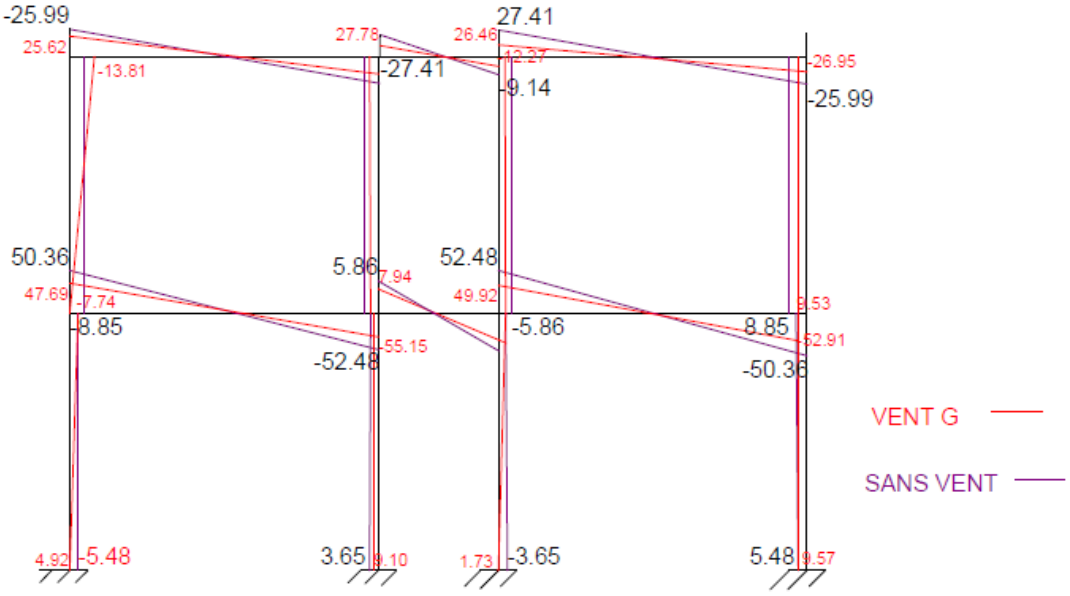


Figure 17:Diagramme des effort tranchant à l'ELU

F. Dimensionnement des structures en béton armé

La norme décrite selon l'Eurocode 2 sera utilisée pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

www.cours-genie-civil.com

1. POTEAU :

Les poteaux font partie des éléments porteurs verticaux élancés d'une ossature, soumise simultanément à des efforts verticaux provenant de la descente de charge et des moments fléchissant dues à des fortes liaisons rigides avec les poutres horizontales. Ils assurent la descente des charges vers un élément porteur, voire jusqu'à la fondation. Pour dimensionner les poteaux, on choisit celui qui est le plus sollicité de tous. Pour le cas de notre projet, on observe que le plus chargé supporte une charge N_{Ed} = 303.72kN.

Pour le dimensionnement des poteaux on considère qu'ils ne sont soumis qu'à des effort de compression centrée.

a Données du poteau

Hauteur h = 0,30 m ;

Largeur b = 0,22 m ;

Hauteur libre entre plancher-plancher égale à 3 m ;

Elancement du poteau λ =21.7 ;

Enrobage : 35 mm ;

b Calcul des armatures

Armature longitudinale

Egalement appelés « filants », les armatures longitudinales sont des barres d'aciers disposées le long de la pièce en béton. Le calcul de la section d'armature du poteau se fait à partir de la relation suivante :

L'effort normal limite théorique est donné par :

$$NRd,th = Acfcd + As\sigma s$$

D'où la condition à respecter :

$N_{Ed} \leq N_{Rd,th}$: Condition de résistance

Mais on se réfère plutôt à la condition de stabilité de forme, qui s'écrit :

$$NEd \leq N_{Rd} = k_h k_s \alpha \left[\frac{bhf_{ck}}{\gamma c} + As\frac{fyk}{\gamma s}\right]$$

Avec :

- $\alpha = \begin{cases} \frac{0.86}{1+(\frac{\lambda}{62})^2} pour\ \lambda \leq 60 \\ (\frac{32}{\lambda})^{1.3} pour\ 60 < \lambda \leq 120 \end{cases}$

- $k_h = (0{,}75 + 0{,}5h)(1 - 6\rho\delta)$ $si\ h < 0{,}50\ m$ $sinon\ k_h = 1$

Avec $\begin{cases} p = \frac{As}{bh} \\ \delta = \frac{d'}{h} \end{cases}$, $si\ \rho\ et\ \delta$ sont inconnues, on peut prendre $k_h = 0{,}93$

$k_s = 1{,}6 - \frac{0.6fyk}{500}$ pour $f_{yk} \geq 500MPa\ et\ \lambda > 40$ sinon $k_s = 1$

Alors, on a $\alpha = 0{,}766$; $k_h = 0{,}93$; $k_s = 1$

Aussi :

- $\frac{f_{ck}}{\gamma c} = fcd$
- $\frac{f_{yk}}{\gamma s} = fyd$
- b.h = A_c

On obtient l'expression de la section d'armature As par la condition de stabilité de forme, on a :

$$A_s \geq \frac{\mathrm{NEd} - k_h k_s \mathrm{Acfcd}}{\mathrm{k}h\mathrm{ks}\alpha\mathrm{fyd}}$$

$$A_s \geq \frac{303.72 - 0.93*1*0.766*0.3*0.22*20.10^3}{0.93*1*0.766*435.10^3}$$

$A_s \geq -20{,}5cm^2$

Et les valeurs limites sont les suivantes :

$$As,min = \frac{0.10\mathrm{NEd}}{10} \lessdot 0{,}002.\ Ac$$

$$As,min = \frac{0.10*303.72}{435.10^3} = 8{,}80.10^{-5} \lessdot 0{,}002*0.22*0.3$$

$A_{s,\,min} = 1{,}32\ cm^2$

$$As,max = \begin{cases} 0.04.\ Ac: hors\ zone\ de\ recouvrement \\ 0.08.\ Ac: zone\ de\ recouvrement \end{cases}$$

$$As,max = \begin{cases} 0{,}04\ \times 0.3\ \times 0.22 = 2{,}64.10^{-3}m^2 = 26{,}4cm^2 : hors\ recouvrement \\ 0.08\ \times 0.22\ \times 0.30 = 5{,}28.10^{-3}m^2 = 52.8cm^2 : hors\ recouvrement \end{cases}$$

www.cours-genie-civil.com

La valeur négative de la section d'armature A_s signifie que le béton qui possède une résistance caractéristique assez élevée est capable de résister seule à la compression des forces extérieures. Ainsi, pour le dimensionnement des poteaux, la valeur de section d'armature à prendre est celui de l'$A_{s,\,min}$ qui est de 1,32 cm². Pour cela, on va prendre **4HA12** de section totale égale à 4.52 cm².

Armatures transversales

Les armatures transversales sont les armatures destinées à maintenir les armatures longitudinales en places. En général, ce sont des cadres, des épingles, et des étriers mais pour notre poteau une cadre maintenir les armatures de bord suffit.

Diamètre ϕ_t

Les diamètres des armatures transversales doivent être au moins égales à :

$$\phi t \geq Max \begin{cases} \phi \min \ = \ 6 \text{ mm} \\ \frac{\phi l,\max}{4} \end{cases}$$

$$\phi_t \geq Max \begin{cases} 6mm \\ \frac{16mm}{4} \end{cases}$$

Donc on aura des cadres de diamètre égale à 6 mm.

Espacement en zone courante $Scl,\,t\,max$

Hors recouvrement, les armatures transversales doivent respecter un espacement entre eux dont la valeur est égale à :

$$Scl,t\ max = Min \begin{cases} 20.\,\phi l,\min \\ b \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$Scl,t\ max = Min \begin{cases} 20 \ \times \ 12 = 240\text{mm} \\ 220mm \\ 400mm \end{cases}$$

D'où : **cadre ϕ 6 HA : $S_{cl,t\,max}$ = 220 mm**

Espacement en zone de recouvrement

www.cours-genie-civil.com

Dans les zones où il y discontinuité des barres, comme pour les attentes de poteau entre deux étages, il est nécessaire de mettre les cadres avec des espacements plus faible afin de bien transmettre les efforts.

La longueur de recouvrement est donnée par :

$$l_0 = Max\begin{cases}\alpha1.\alpha2.\alpha3.\alpha4.\alpha5.\alpha6.\mathrm{lb,rqd}\\ 0{,}7.\alpha1.\alpha4.\alpha6.\mathrm{lb,rqd}\\ l0,min\end{cases}$$

Avec :

- $l_{0,min} = Max\begin{cases}0{,}3.\alpha6.\mathrm{lb,rqd}\\ 15.\phi \ : \text{ longueur de recouvrement minimale}\\ 200mm\end{cases}$

- $l_b,rqd = \frac{\phi}{4}.\frac{fyd}{fbd}$:longueur d'ancrage de référence

$f_{bd} = 2{,}25.\eta_1.\eta_2.f_{ctd}$: contrainte ultime d'adhérence

$\eta_1 = \begin{cases}1: bonne\ condition\ d'adhérence\\ 0{,}7: condition\ d'dhérence\ mediocre\end{cases}$ D'où $\eta_{1=1}$

$\eta_2 = \begin{cases}1 : \phi \leq 32\ \mathrm{mm};\\ \frac{132-\phi}{100} : \phi > 32\mathrm{mm}\end{cases}$, ϕ=12 mm donc $\eta_{2=1}$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct}\frac{\mathrm{fctk0{,}05}}{\gamma c}$$

$$fctk,0{,}05 = 0{,}7fctm$$

$$fctm = 0{,}3\mathrm{fck}^{2/3}$$

$\alpha_{ct} = 1$

$\gamma_c = 1{,}5$

www.cours-genie-civil.com

Ce qui donne : $fctm$=0,3×25$^{2/3}$=2,56 MPa

$fctk$,0,05=0,7×2,56=1,79 MPa

$fctd$=1,791,5=1,19 MPa

f_{ctd} = 1,19 MPa

Et la contrainte ultime d'adhérence :

f_{bd} = 2,25 × 1 × 1 × 1,19 = 2.68 MPa

f_{bd} = 2.68 MPa

La longueur d'ancrage de référence :

$lb,rqd = \frac{10}{4}.\frac{435}{2.68}$= 405,78

$l_{b,rqd}$ = 40.58cm

Pour les barres comprimées :

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$

α_4 = 1 (armature sans soudure)

α_5 = sans objet

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho 1}{25}}$ ϵ [1;1,5] avec : ρ_1 100 % (toutes les barres sont en recouvrement dans la même section)

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{100}{25}}$=2 > 1,5

on prend α_6 = 1,5

La longueur de recouvrement minimale est :

$$l_{0,min} = Max\begin{cases} 0,3 \times 1,5 \times 405.78 = 182,60 \text{ mm} \\ 15 \times 12 = 180 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$l_{0,\,min}$ = 200 mm = 20 cm

D'où la longueur de recouvrement :

$$l_0 = Max\begin{cases} 1,5 \times 40.78 = 61.17 \text{ cm} \\ 0.7 \times 1.5 \times 40.78 = 42.82 \\ 20 \end{cases}$$

www.cours-genie-civil.com

Soit $l_0 = 61\ cm$

Pour la disposition des armatures transversales en zone de recouvrement, il faut prévoir au moins 3 nappes transversales régulièrement espacé sur la longueur de recouvrement moyennant dans la pratique l'assurance d'un léger dépassement (2 ϕ $environ$) aux extrémités des barres arrêtées par rapport aux nappes extrêmes de recouvrement.

$$S_r = \frac{l0-4\,\phi}{x-1}$$

Avec x = 3 pour 3 nappes, ce qui donne :

$S_r = \frac{61-4}{3-1} = 28{,}5$

$S_r = 28{,}5\ cm$

$S_r = 28.5\ cm > S_{cl,t\ max} = 20\ cm$: condition d'espacement non vérifiée, ce qui conduit à augmenter le nombre de nappe dans la zone de recouvrement.

Pour x = 5 (5 nappes dans la zone de recouvrement)

$S_r = \frac{61-4}{5-1} = 14.25$

$S_r = 14{,}25\ cm < S_{cl,t\ max} = 20\ cm$: condition vérifiée.

Donc en zone de recouvrement on a : **5 cadres ϕ 6 HA : S_r =**

142.5mm Le plan de ferraillage est en annexe.

2. POUTRE

Les poutres font partie des éléments porteurs, elles reçoivent les charges transmises par les dalles du plancher et les murs. Les poutres travaillent généralement en flexion. Pour notre étude, on étudiera qu'elles travaillent en flexion simple.

2.1 Choix de poutre à étudier

Les résultats lors du calcul des structures indiquent que c'est la poutre GH de l'étage 1 qui est la plus sollicitée de toutes.

www.cours-genie-civil.com

2.2 Armature longitudinale

Le moment fléchissant entraine des efforts de traction par flexion dans la poutre, sachant que le béton résiste mal à la traction, il est alors nécessaire de mettre des armatures dans sa fibre en traction et éventuellement des armatures comprimées dans la partie comprimée.

Normalement le calcul des sections d'armature est mené à ELU et à ELS, puis ce sera la plus grandes des deux que l'on prendra. Mais par expérience ; on a pu constater que c'est toujours celui de l'ELU qui l'emporte, ce qui nous amène à faire les calculs à l'ELU et faire des vérifications à l'ELS.

Pour les calculs des sections d'armatures longitudinales, on suit l'organigramme présenté dans l'annexe.

2.2.1 Armature longitudinale en travée

- Les données sont les suivantes :

M_{ed} 19.85 kN. m : moment fléchissant à ELU ;

M_{ser} =11.27kN. m : moment fléchissant à ELS ;

b =22 cm : largeur de la poutre ;

h = 30 cm : hauteur de la poutre ;

d : hauteur utile de la poutre qui est prise approximativement égale à 0,9.h = 0,9 x 30 = 27 cm.

Classe d'exposition XC1 : ce qui donne :

θ = 0,85 et $\gamma = \frac{Med}{Mser} = \frac{19.85}{11.27}$ =1,76 ; et en consultant l'abaque en annexe la valeur de μ_{lu} est égale à :

0,272.

- Le moment réduit a pour valeur :

avec f_{ck} = 30 MPa < 50 MPa :donc on prend η = 1 et λ = 0,8 et :

$$\mu_{cu} = \frac{\text{Med}}{b.d^2.\eta.f_{cd}} = \frac{19.85}{0.22 \times 0.27^2 \times 1 \times 20.10^3} = 0{,}0619$$

μ_{cu} = 0,0619 < μ_{lu} = 0,272 ; donc la poutre n'a pas besoin d'armature comprimé.

Les aciers utilisés pour le bâtiment sont de classe A :

Donc μ_{ab} = 0,102 et comme : μ_{cu} = 0,0619 < μ_{ab} = 0,102

Ce qui veut dire qu'on est en pivot A

www.cours-genie-civil.com

- Allongement de l'acier pour pivot A : $\varepsilon s = \varepsilon_{ud} = 22{,}5.\ 10^{-3}$: $pour\ classe\ A$

Contrainte dans l'acier : $\sigma_s = \begin{cases} Es.\ \varepsilon s: si\ \varepsilon s < \varepsilon ul = \frac{f_{yd}}{\varepsilon s} \\ 435 + 952.7(\varepsilon s - \varepsilon ul): sinon \end{cases}$

On a alors : $\sigma_s = 435 + 952{,}7(22{,}5.\ 10^{-3} - 2{,}175.\ 10^{-3}) = 454\ MPa$

- Le coefficient de béton comprimé est donné par la formule :

$\propto u = \frac{1}{\lambda}.(1-\sqrt{(1-2\mu cu)}) = 1{,}25.(1-\sqrt{(1-2\times\ 0{,}0619)} = 0{,}08$

Et le bras de levier :

$zu = d(1-\frac{\lambda}{2}.\propto u) = 0.27(1-0.4\times 0.08) = 0.26$ m

Et la section de l'armature est alors :

$A_s = \frac{Med}{zu\times\sigma s} = \frac{19.85}{0.26\times 454.10^3} = 1.72.10^{-4} m^2$

$As = 1.72 cm^2$

Cette valeur de A_s doit être comprise entre les valeurs extrêmes $A_{s,min}$ et $A_{s,max}$, tels que :

- $A_{s,min} = Max\ [0{,}26.\ b.\ d.\frac{fctm}{fyk}\ ;\ 0{,}0013.\ b.\ d]$

$A_{s,min} = Max\ [0{,}26\times 0{,}22\times 0{,}27\times\ ;\ 0{,}0013\times 0{,}22\times 0{,}27]$

$A_{s,min} = Max[1{,}54.\ 10^{-4};\ 10.58.\ 10^{-5}]$

$A_{s,min} = 1{,}58\ cm^2$

- $A_{s,max} = 0{,}04.\ A_c = 0{,}04\times 30\times 22 = 26.4\ cm^2$

A_s est belle et bien comprise entre les valeurs extrêmes :

$As,min = 1.58 cm^2 \leq As = 1.72\ cm^2 \leq As,max = 26.4\ cm^2$

Pour les armatures longitudinales en travée, on va prendre **4HA10** de section totale égale à 3,14 cm².

2.2.2 Armature longitudinale à l'appui gauche

- Les données sont les suivantes :
  - $M_{ed} = -30.08$ kN. m : moment fléchissant à ELU ;
  - $M_{ser} = -17.09$ kN. m : moment fléchissant à ELS.
- Classe d'exposition XC1 : ce qui donne :

www.cours-genie-civil.com

θ = 0,85 et $\gamma = \frac{Med}{Mser} = \frac{30.08}{17.09} = 1.76;\ et\ en$ consultant l'abaque en annexe la valeur de μ_{lu} est égale à : 0,265

- Le moment réduit a pour valeur :

avec f_{ck} = 30 MPa < 50 MPa :donc on prend η = 1 et λ = 0,8 et :

$\mu_{cu} = \frac{\text{Med}}{b.d^2.\eta.\text{fcd}} = \frac{30.08}{0.22*0.27^2*1*20.10^3}$ = 0,0936

μ_{cu} = 0,0936 < μ_{lu} = 0,265 ; donc la poutre n'a pas besoin d'armature comprimé.

- Les aciers utilisés pour le bâtiment sont de classe A :

Donc μ_{ab} = 0,102 et comme : μ_{cu} = 0,0936 > μ_{ab} = 0,102

Ce qui veut dire qu'on est en pivot B

- Le coefficient de béton comprimé est donné par la formule :

$\propto u = \frac{1}{\lambda}.(1-\sqrt{(1-2\mu cu)}) = 1{,}25.(1-\sqrt{(1-2\times 0{,}0936)} = 0.123$

- Allongement de l'acier pour pivot B :

On a :

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5.\ 10^{-3}$

Et l'allongement de l'acier est donné par la formule :

$\varepsilon s = \varepsilon C.\ \frac{(1-\alpha u)}{\alpha u} = 3{,}5.10^{-3}.(\frac{1-0{,}123}{0.123}) = 40.25.10-3$

- Contrainte dans l'acier :

σ_s = 435 + 952,7.(εs-ε_{ul}) car $\varepsilon_s > \varepsilon_{ul}$

$\sigma_s = 435 + 952{,}7.\ (10{,}56 - 2{,}175)10^{-3} = 443\ MPa$

Et le bras de levier : $zu = d(1-\frac{\lambda}{2}.\propto u) = 0.27(1-0.4\times 0.123)$

zu=0.256m

- Et la section de l'armature à l'appui gauche est alors :

$As = \frac{\text{Med}}{\text{zu}\times\sigma s} = \frac{30.058}{0.26\times 44310^3} = 2.57210^{-4}$

A_s = 2.57 cm^2

On vérifie que : As,min=1,52 $cm2 \leq As$=2.57 $cm2 \leq As,max$=32 cm^2

www.cours-genie-civil.com

On va prendre **4HA12** de section totale 4.52 cm² pour les armatures longitudinales à l'appui gauche.

2.2.3Armature longitudinale à l'appui de droite

Même étape de calcul que précédent :

Les données sont les suivantes :

- M_{ed} =- 30.08 kN. m : moment fléchissant à ELU ;
- M_{ser} = −17.09 kN. m : moment fléchissant à ELS.

- Classe d'exposition XC1 : ce qui donne :

θ = 0,85 et $\gamma = \frac{Med}{Mser} = \frac{30.08}{17.09} = 1.76;\ et\ en$ consultant l'abaque en annexe la valeur de μ_{lu} est égale à : 0,265

- Le moment réduit a pour valeur :

avec f_{ck} = 30 MPa < 50 MPa :donc on prend η = 1 et λ = 0,8 et :

$\mu_{cu} = \frac{\text{Med}}{b.d^2.\eta.\text{fcd}} = \frac{30.08}{0.22*0.27^2*1*20.10^3}$ = 0,0936

μ_{cu} = 0,0936 < μ_{lu} = 0,265 ; donc la poutre n'a pas besoin d'armature comprimé.

- Les aciers utilisés pour le bâtiment sont de classe A :

Donc μ_{ab} = 0,102 et comme : μ_{cu} = 0,0936 > μ_{ab} = 0,102

Ce qui veut dire qu'on est en pivot B

- Le coefficient de béton comprimé est donné par la formule :

$\propto u = \frac{1}{\lambda}.(1-\sqrt{(1-2\mu cu)}) = 1{,}25.(1-\sqrt{(1-2\times 0{,}0936)} = 0.123$

- Allongement de l'acier pour pivot B :

On a :

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5.\ 10^{-3}$

Et l'allongement de l'acier est donné par la formule :

$\varepsilon s = \varepsilon C.\ \frac{(1-\alpha u)}{\alpha u} = 3{,}5.10^{-3}.(\frac{1-0{,}123}{0.123}) = 40.25.10-3$

- Contrainte dans l'acier :

σ_s = 435 + 952,7.(εs-ε_{ul}) car $\varepsilon_s > \varepsilon_{ul}$

σ_s = 435 + 952,7. (10,56 − 2,175)10^{-3} = 443 MPa

www.cours-genie-civil.com

Et le bras de levier : $zu=d(1-\frac{\lambda}{2}.\propto u)=0.27(1-0.4\times0.123)$

$zu=0.256$m

- Et la section de l'armature à l'appui gauche est alors :

$As=\frac{\text{Med}}{\text{zu}\times\sigma\text{s}}=\frac{30.058}{0.26\times44310^{3}}=2.57210^{-4}$

A_s = 2.57 cm^2

On vérifie que : As,min=1,52 $cm2\leq As$=2.57 $cm2\leq As,max$=32 cm^2

On va prendre **4HA12** de section totale 4.52 cm² pour les armatures longitudinales à l'appui gauche.

❖ Vérification des contraintes

Pour éviter l'apparition de fissure longitudinale, et puisque notre classe d'exposition est de XS1, la contrainte dans le béton est limitée à $\sigma_c \leq \overline{\sigma_c} = 0{,}6.\ f_{ck}$. Dans le même but, la contrainte des armatures sous la combinaison caractéristique est aussi limitée à : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 0{,}8.f_{yk.}$

Ces contraintes seront calculées en section fissuré, c'est-à-dire en négligeant tous contribution du béton tendue.

Exemple pour l'appui gauche :

▪ Position de l'axe neutre :

L'axe neutre du béton fissuré s'obtient en résolvant l'équation du second degré en x :

$$\frac{b}{2}x^{2}+\alpha_e.A_s.x-\alpha_e.A_s.d=0$$

Avec :

- α_e : coefficient d'équivalence qui sera prise égale à 15 ;
- A_s = 4,52 cm^2: section d'armature tendu de 4HA12 ;
- d =27cm : hauteur utile de la poutre ;
- b = 22cm : largeur de la poutre.

D'où pour l'appuis de droite l'équation devient :

www.cours-genie-civil.com

11. $x^2 + 67.8.\ x - 1830.6 = 0$

$\Delta = 24733.44$

$x = 4.07\ cm$

✦ Moment d'inertie de la section fissurée :

On détermine l'inertie quadratique de la section fissurée :

$$I_{cf} = \frac{b}{3}.\ x^3 + \alpha_e.\ A_s(d - x)^2$$

$I_{cf} = \frac{22 \times 4.07^2}{3} + 15 \times 4.54(27 - 4.07)^2$

$I_{cf} = 36170{,}37\ cm^4$

✦ Contrainte dans l'acier et dans le béton :

Une fois les moments d'inertie à l'état fissuré calculer, on peut déterminer les contraintes comme :

- Dans l'acier tendue : $\sigma_s = \alpha_e.\frac{Mser}{Icf}.\ (d - x)$ Qui fait :

$\sigma_s = 15.\ \frac{11.2710^3}{36170.37}.\ (27 - 4.06) = 7.14\ MPa < \overline{\sigma_s} = 0{,}8.\ f_{yk} = 400MPa$

La contrainte dans l'acier est vérifiée.

- Dans le béton comprimé :

$\sigma c = \frac{Mser}{I1}.\ x$

Ce qui fait : $\sigma_c = \frac{11270}{36170.37}.\ 4{,}07 = 1.27MPa < \overline{\sigma_c} = 0{,}6.\ f_{yk} = 18\ MPa$

La contrainte dans le béton est aussi vérifiée.

❖ Maitrise de la fissuration :

Cette vérification est dans le but de déterminer que l'ouverture des fissures du béton reste inférieure à un seuil limite qui est de 0,3 mm pour la classe d'exposition XC.

www.cours-genie-civil.com

Comme pour la vérification des contraintes, prenons exemple de l'appui gauche.

La valeur de l'ouverture des fissures w_k est obtenue par la formule :

$$w_k = S_{r,max}.\ (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Avec :

- $S_{r,max}$: espacement maximal des fissures ;
- ε_{sm}: déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charge considérée ;
- ε_{cm} : déformation moyenne du béton entre les fissures.

• $Sr,max = \begin{cases} 1{,}3.(h - x) : \text{Si espacement entre les barres } > 5(c + \frac{\emptyset}{2}) \\ k3.c + k_1.k_2.k_4.\frac{\emptyset}{\rho peff} \text{ Sinon} \end{cases}$

Où :

- c : enrobage des aciers c = 35 mm ;
- $k_1 = 0{,}8$ $pour\ les\ barres\ HA$;
- $k_2 = 0{,}5$ $pour\ les\ poutres\ soumis\ en\ flexion\ simple$;
- $k_3 = \begin{cases} 3{,}4 \text{ si c } < 2{,}5 \text{ cm} \\ 3{,}4(\frac{25}{c})^{2/3} \text{sinon} \end{cases}$; c = 4,5 cm > 2,5 cm donc $k_3 = 2{,}3$
- $k_4 = 0{,}425$
- $\emptyset$: diamètre des armatures $\emptyset = 12\ mm$;
- $\rho_{p,eff} = 100\frac{As}{Ac,eff}$: pourcentage d'acier efficace ; avec $A_{c,eff} = b.\ h_{c,eff}$ et

$h_{c,eff} = \min(2{,}5.(h - d); \frac{h}{2}; \frac{h-x}{3}) = \min(2{,}5(30 - 27); 15; 3) = 7.5\ cm$

$A_{c,eff} = 20 \times 7.5 = 150\ cm^2$

Alors : $\rho_{p,eff} = 100.\frac{4.52}{150} = 3{,}01\%$

www.cours-genie-civil.com

Aux appuis, l'espacement entre les barres

$$\frac{22-2*4.5-3*1.2}{2} = 4.7\ cm < 5.\left(c+\frac{\emptyset}{2}\right) = 5\left(4.5+\frac{1.2}{2}\right) = 25.5cm$$

Donc : $S_{r,max} = k_3.\ c + k_1.k_2.k_4.\frac{\emptyset}{\rho peff} = 2.3 * 4.5 + 0.8 * 0.5 * 0.425 * \frac{1.2}{0.030} = 17.15$

$$S_{r,max} = 17{,}15\ cm$$

• $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{1}{ES}\left(\sigma s - kt.\frac{fct,eff}{\rho peff}.(1+\alpha e.\rho_{p,eff})\right) \geq 0{,}6.\frac{E\sigma}{Es}$

- E_S : module de l'acier
- σ_s : contrainte dans l'acier
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$: résistance à la traction du béton
- α_e : coefficient d'équivalence qui sera prise égale à 15
- $k_t = 0{,}4$: pour les chargements de longue durée

On a alors :

•$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{1}{210^5}\left(312.4 - 0.4\frac{2.896}{0.030}.(1+15*0.030)\right) = 1{,}2610^{-3}$

$0{,}6\frac{\sigma s}{Es} = 9{,}37.10^{-4}$

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 1{,}2610^{-3} \geq 0{,}6\frac{\sigma s}{Es} = 9{,}37.10^{-4}$

D'où l'ouverture des fissures :

$w_k = 1{,}26.\ 10^{-3} \times 177{,}9 = 0{,}22$

$w_k = 0{,}23\ mm < 0{,}3\ mm$

Donc la maitrise de fissuration est vérifiée.

❖ <u>Vérification de la flèche</u>

www.cours-genie-civil.com

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche d'une poutre si :

- Pour $\rho \leq \rho_0$, la relation suivante est vérifiée :

$$\frac{l}{d} < K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right] \times \frac{310}{\sigma_s}$$

- Pour $\rho > \rho_0$, on vérifie que :

$$\frac{l}{d} < K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\left(\rho'/\rho_0\right)^{\frac{1}{2}}\right] \times \frac{310}{\sigma_s}$$

Avec :

- $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$
- $\rho = \frac{A_s}{b.d}$
- $\rho' = \frac{A_{sc}}{b.d}$
- K = 1,3 pour travée de rive d'une poutre. (Tableau donnant K montré en annexe)

- Pour la travée GH :

$\rho = \sqrt{30} * 10^3 = 0.547\%$

$\rho = \frac{3.14}{22*30} = 0{,}425\%$

$\rho' = \frac{0}{22*30} = 0\%$

On a ici, $\rho < \rho_0$, alors on doit vérifier si :

$$\frac{l}{d} < K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right] \times \frac{310}{\sigma_s}$$

$$\frac{372}{34} = 10{,}94 < 1{,}3\left[11 + 1{,}5\sqrt{30 \times \frac{0{,}54772}{0{,}3925}} + 3{,}2\sqrt{30}\left(\frac{0{,}54772}{0{,}3925} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right] \times \frac{310}{312{,}4} = 31{,}03$$

www.cours-genie-civil.com

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour la poutre.

2.3 Armature transversale

Ce sont des armatures qui s'opposent aux effets des efforts tranchants. On les appelle aussi armature d'âme.

2.3.1Nécessité des armatures transversales

Il n'est pas forcement nécessaire de mettre en place ces armatures si l'effort tranchant VEd ne dépasse pas la valeur limite $V_{Rd,c}$; traduit par la relation suivante :

$$VEd \leq VRd,c = [\max [CRd,c.\ k.\ (100.\ \rho l.\ fck)^{\frac{1}{3}}; Vmin] + k1.\ \sigma cp]\ b.\ d$$

Avec :

- V_{Ed} =55.1 kN à la section de l'appui de droite de la poutre
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$
- k =min$\left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2\right]$ =min$\left[1 + \sqrt{\frac{200}{340}}; 2\right]$=1.70
- $k_1 = 0,15$
- $Vmin$=$\frac{0.053.k^{\frac{3}{2}}.fck^{\frac{1}{2}}}{\gamma_c}$=$\frac{0.053\times1.77^{3/2}\times30^{1/2}}{1,5}$=0.45
- ρ_l =$\frac{Asl}{b.d}$: pourcentage d'acier longitudinale, égale à :

$\frac{4.52}{22*30}$ = 0.60% pour l'appui à droite

- σ_{cp} = 0 ; car la section travaille en flexion simple

$V_{Rd,c}$ = [max [0,12 × 1,70(100 × 0.006 × 25)$^{\frac{1}{3}}$; 0,46] + 1,5 × 0]200 × 360

$V_{Rd,c}$ = [max(0,60; 0,45)] × 200 × 340 = 0.040MN

$V_{Rd,c}$ = 40 kN

www.cours-genie-civil.com

On constate que : V_{Ed} = 55.1> $V_{Rd,c}$ = 40,80kN, d'où la nécessité de mettre en place des armatures d'âme.

2.3.2Vérification de la compression des bielles

La condition limite de résistance des bielles est :

$$VEd < VRd,max = \frac{f_{cd}.\propto_{cw}.b.z.\vartheta_1}{cotan(\theta) + \tan(\theta)}$$

Avec :

- $\propto_{cw}$: coefficient correcteur pour les éléments précontraints ;
- $\propto_{cw} = 1$ pour les éléments non précontraints ;
- z = 0,9. d = 0,9 x 270 = 306
- d = 270 mm : hauteur utile de la poutre ;
- ϑ_1 = 0,6. (1 $-\frac{fck}{250}$) = 0,528 ;
- θ : angle des bielles par rapport à la fibre moyenne de l'élément avec $1 \leq cot\theta \leq 2{,}5$

On va prendre θ = 45°

$VRd,max = \frac{22\times1\times200\times306\times0.528}{cotan(45)+\tan(45)}$ = 355450

$V_{Rd,max}$ =355,450 kN

V_{Ed} = 55.1kN < $V_{Rd,max}$ = 355,45 kN

Détermination des armatures d'effort tranchant

On a la quantité d'armature par la relation suivante :

$$\frac{Asw}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z.f_{ywd}}$$

Avec :

www.cours-genie-civil.com

- A_{sw} : Section des armatures transversales
- s : espacement entre les cadres
- $f_{ywd} = \frac{f_{ywd}}{\gamma_S} = f_{yd}$: limite élastique de calcul des armatures des efforts tranchant
- $z = 0{,}9.\ d$

$$\frac{\text{Asw}}{s} \geq \frac{55{,}1.\ 10^{-2}}{0.9 \times 0.27 \times 435.\ 10^{-3}}$$

$$\frac{\text{Asw}}{s} = 5.21 \text{cm}^2/\text{m}$$

Les valeurs extrêmes à ne pas dépasser sont :

- Armatures transversales maximales

$$\left(\frac{\text{Asw}}{s}\right)max \geq \frac{1}{2}.\frac{\propto \text{cw.b.}\vartheta 1.\text{fcd}}{\text{fyk}} = 21{,}12\ cm2/m$$

- Armatures transversales minimales :

$$\left(\frac{\text{Asw}}{s}\right)\text{min} \geq \frac{0.08.b.\sqrt{fck}}{f_{yk}} = 1.75 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{\text{Asw}}{s}\right)\text{min} < \left(\frac{\text{Asw}}{s}\right) < \left(\frac{\text{Asw}}{s}\right)max \text{ verifiée}$$

▪ Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t = Max\left(\frac{6\text{ mm}}{\frac{\Phi \text{l,max}}{4}}\right) = 6\ mm$$

Pour maintenir les armatures longitudinales, il faut 1 cadre et 2 étriers soit : Asw = 1,69 cm^2(**6HA6**)

Espacement des armatures transversales

On a :

$$\frac{\text{Asw}}{s} \geq 5.21 \text{cm}^2/\text{m}$$

Avec : A_{sw} = 1,69 cm²

www.cours-genie-civil.com

On tire de cette équation et on trouve

$s \leq \frac{1.69}{5.21}$ =0,324

s≤ 33.4cm

La valeur limite de l'espacement des armatures transversales est donnée par :

$S_{t,max}$ = min (0,7. d; 60 cm)

$S_{t,max}$ = 0,7 × 27 = 18.9 cm

s = 33,4 cm > $S_{t,max}$ = 18.9 cm, on ne peut pas prendre la valeur de l'espacement s = 33,4 cm parce qu'elle dépasse largement celle de l'espacement maximale qui est de $S_{t,max}$ = 18.9 cm. On doit alors diminuer la section des armatures d'âme en remplaçant les 2 étriers par un cadre. Alors pour tenir les armatures longitudinales, on a besoin de 2 cadres soit : A_{sw} = 1,13 cm^2(**4HA6**).

Alors, on a un nouvel espacement :

$s \leq \frac{1.13}{5.21}$=0.216

s21.6 cm

s =21.6< $S_{t,max}$ =18,9 cm, donc on peut prendre s = 22 cm.

Pour l'espacement le long de la poutre, on peut utiliser la méthode de Caquot vue que la poutre est de section constante et supportant des charges uniformément reparties. Cependant, $S_{t,max}$ = 19.8cm, donc dans la série de Caquot on ne peut utiliser que les espacements 7-8-9-10-11-13-16-20. Alors il est préférable de respecter l'espacement s = 22 cm sur toute la longueur de la poutre pour de raison économique.

Le plan de ferraillage de la poutre est en annexe.

3. PLANCHER :

Le plancher étudié est celui du prédimensionnement (panneau de rive) avec les données suivantes

- l_x = 3,43 m

www.cours-genie-civil.com

- $l_y = 3.60\ m$

Evaluation des charges :

Les charges appliquées sur le plancher sont dans le tableau suivant :

www.cours-genie-civil.com

Tableau 30:Charges supporter par le plancher

CHARGES PERMANENTES					
	lx [m]	ly [m]	h [m]	CUG[daN/m^3]	Total [daN]
Dalle pleine	3.43	3.6	0,14	2500	4322
Chape	3.43	3.6	0.04	2000	988
Parquet	3.43	3.6	0.02	1087	268
Somme					5578
Répartie[daN/m^2]	452				

Tableau 31:surcharges d'exploitation supporter par le plancher

SURCHARGES D'EXPLOITATION				
Désignation	lx [m]	ly [m]	CUQ[daN/m2]	Total [daN]
chambre	3.43	3.6	150	1852
Somme				1852
Répartie[daN/m2]	150			

Combinaison d'actions :

On a les combinaisons d'actions suivantes :

- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELS : $G + Q$

Ainsi, la charge répartie appliquée sur la dalle est :

- ELU : 1,35 × 452 + 1,5 × 150 = 835 daN/m^2
- ELS : 452+150= 602 daN/m^2

www.cours-genie-civil.com

IX.3.1. Evaluation des moments

Les moments fléchissant de la dalle sont obtenus par les formules suivantes :

- Sens de la petite portée : $\boldsymbol{M_x = \mu_x p l_x^2}$
- Sens de la grande portée : $\boldsymbol{M_y = \mu_y M_x}$ Pour les panneaux continus, on a :
- Moments en travée : $\boldsymbol{0,75 M_x}$ *ou* $\boldsymbol{0,75 M_y}$
- Moments sur appuis : $\boldsymbol{0,50 M_x}$ *ou* $\boldsymbol{0,50 M_y}$

Pour les panneaux de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moments en travée : $\boldsymbol{0,85 M_x}$ *ou* $\boldsymbol{0,85 M_y}$
- Moments sur appuis de rive : $\boldsymbol{0,30 M_x}$ *ou* $\boldsymbol{0,30 M_y}$
- Moments sur appuis intermédiaires : $\boldsymbol{0,50 M_x}$ *ou* $\boldsymbol{0,50 M_y}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont dans le tableau de l'annexe (II.B).

$$\text{On a : } \boldsymbol{\rho} = \frac{\text{lx}}{\text{ly}}$$

$$\rho = \frac{3.43}{3.6} = 0{,}95$$

Ainsi, on a les valeurs des coefficients suivantes :

- $\mu_x = 0{,}0465$
- $\mu_y = 0{,}951$

Par conséquent, les valeurs des moments fléchissant sont :

$$M_x = 0{,}0465 \times 835 \times 3{,}43^2 = 456.80\ daN.m$$

$$M_y = 0{,}951 \times 456.8 = 434.41\ daN.m$$

Pour la grande portée l_y:

www.cours-genie-civil.com

$$\boldsymbol{Mrive} = \boldsymbol{-0,3 \times 434.41 = -130}.32\ \boldsymbol{daN.m}$$

$$\boldsymbol{Mtravée} = \boldsymbol{0,85} \times 434.41 = 369.2\boldsymbol{daN}.\ \mathrm{m}$$

$$\boldsymbol{Mappui\ inter} = \boldsymbol{-0,5} \times 434.41 = -217.20\ \boldsymbol{daN.m}$$

Pour la portée principale l_x :

$$\boldsymbol{M_{appui}} = \boldsymbol{-0,5} \times 456.8 = -228.4\ \boldsymbol{daN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{travée}} = \boldsymbol{0,75} \times 456.8 = 342.6\ \boldsymbol{daN.m}$$

. Calcul des armatures longitudinales en flexion simple

Le premier calcul se fait suivant la petite portée l_x pour déterminer les armatures en travée.

L'étude est menée sur des bandes de 1 m de largeur, dans le sens des plus petites portées. La hauteur utile d est calculée avec une hypothèse défavorable (enrobage de 1,5 cm, treillis ST 50),

alors :

$$d = 16 - 1,5 - 0,8 = 13,7\ cm = 0,137\ m$$

a. Section des armatures tendues en travée

Le calcul suivant est suivant la direction x, avec le moment en travée.

On a du béton de classe C25/30, et aciers S500 A.

Calcul du moment réduit :

$$\boldsymbol{\mu cu} = \frac{\mathrm{MEd}}{\mathrm{bw.d2.fcu}}$$

$$\mu_{cu} = \frac{0.00343}{1 \times 0.137 \times 16.67} = 0,015 < 0,37$$

Ainsi, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

www.cours-genie-civil.com

Calcul de la hauteur relative du béton comprimé :

$$\boldsymbol{\alpha_u} = \frac{1}{\lambda}\left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}}\right]$$

Pour notre cas, on a λ = 0,8.

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda}\left[1 - \sqrt{1 - 2 * 0.027}\right] = \frac{1}{0.8}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}\right] = 0.03$$

Détermination du pivot auquel on est :

- Si $\mu_{cu} \leq \mu_{AB}$, alors on est au pivot A ;
- Si $\mu_{cu} > \mu_{AB}$, alors on est au pivot B.

Dans notre cas, on a :

$$\mu_{cu} = 0{,}015 < 0{,}1019 = \mu_{AB}$$

Ainsi, on est au pivot A et puisqu'on a un acier S500 A, donc :

$$\varepsilon s1 = \varepsilon_{ud} = \frac{22.5}{1000}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2.10^5} = \frac{2.175}{1000}$$

Et puisque

$$\varepsilon_{s1} = \frac{22.5}{1000} > \frac{2.175}{1000} = \varepsilon_{yd}$$

Alors on a un palier du diagramme $\sigma - \varepsilon$ de l'acier et par conséquent :

$$\boldsymbol{\sigma_{s1} = 432,71 + 952,38.\ \varepsilon_{s1}}$$

$$\sigma_{s1} = 454\ MPa$$

Calcul du bras de levier du couple élastique :

$$\boldsymbol{z_c = d\ [1 - \frac{\lambda}{2}\ \alpha_u]}$$

www.cours-genie-civil.com

$$z_c = 0{,}137\ [1 - \frac{0.8}{2} \times 0{,}03] = 0{,}135\ m$$

Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$\boldsymbol{As1,u} = \frac{\mathbf{MEd}}{\mathrm{zc.}\sigma s1}$$

$$As1,u = \frac{0{,}00343}{0{,}135 \times 454} \times 104 = 1.12\ cm2$$

$$\boldsymbol{A_{s1,u}} = \mathbf{1,}\ 12\ \boldsymbol{cm^2}$$

Calcul de la section minimale d'armatures (maîtrise de la fissuration non requise) :

$$\boldsymbol{A_{s,min}} = \boldsymbol{Max}\begin{cases} 0{,}26\dfrac{f_{ct,eff}.b_t.d}{\mathrm{fyk}} \\ 0{,}0013.\ \mathrm{bt.\ d} \end{cases}$$

$$fct,eff = fctm,fl = Max\begin{cases} (1{,}6 - \dfrac{h}{1000})\mathrm{fctm} \\ \mathrm{fctm} \end{cases}$$

$$f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3} = 0{,}3 \times 25^{2/3} = 2{,}56\ Mpa$$

$$fct,eff = fctm,fl = Max\begin{cases} \left(1.6 - \dfrac{140}{1000}\right) \times 2.56 = 3.73\mathrm{Mpa} \\ 2.56\mathrm{Mpa} \end{cases}$$

$$A_{s,min} = Max\begin{cases} 0.26\dfrac{3.73 \times 100 \times 13.7}{500} = 2.65cm2 \\ 0.0013 \times 100 \times 13.7 = 1.78\mathrm{cm2} \end{cases}$$

On a $A_{s1,u} = 1{,}12 < 2{,}65 = A_{s,min}$, alors la section qu'on va prendre sera la section minimale :

$$\boldsymbol{A_{s1,\,u}} = \mathbf{2,\ 65}\ \boldsymbol{cm^2}$$

Vérification de la condition suivante :

$$A_{s1} < 0{,}04.\ A_c$$

$$A_{s1} = 2{,}65 < 56 = 0{,}04 \times 100 \times 14$$

Ainsi, la condition est vérifiée, et prenons les aciers suivants comme armatures longitudinales : $4\emptyset\mathbf{10}\ \boldsymbol{HA}$: $\mathbf{3,\ 14}\ \boldsymbol{cm^2}$

www.cours-genie-civil.com

b. Les autres sections d'armatures

Tableau 32:Tableau des sections d'aciers longitudinaux

	Position	Moments [MN.m]	μ_{cu}	α_u	pivot	$\sigma_s 1$ [Mpa]	z_c [m]	A_s [cm2]	As,min [cm^2]	Aciers
l_x	Appuis	0,00228	0,02	0,02	A	454	0,13	0,38	2,65	4Ø10
l_y	Appui intermédiaire	0,00217	0,01	0,01	A	454	0,13	0,37	2,65	4Ø10
	Appui de rive	0,00131	0,01	0,01	A	454	0,13	0,23	2,65	4Ø10
	Travée	0,00370	0,02	0,02	A	454	0,13	0,63	2,65	4Ø10

IX.3.3. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des efforts tranchants sont trouvées (par mètre linéaire) à l'aide des formules suivantes :

$$\boldsymbol{V_x} = \frac{\text{p.lx}}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}}$$

$$\boldsymbol{V_y} = \frac{\text{p.lx}}{3}$$

AN :

$$V_x = \frac{835 \times 3{,}43}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{0.95}{2}} = 970.9\ daN = 0{,}0097\ MN$$

$$V_y = \frac{835 \times 3.43}{3} = 954\ daN = 0{,}0094\ MN$$

✓ Vérification de la nécessité des armatures transversales :

On va faire la vérification avec les cas défavorables, alors on prendra :

- $V = 0{,}016\ MN$

www.cours-genie-civil.com

- $A_s = 2{,}63\ cm^2$

Les armatures transversales sont nécessaires si :

$$\boldsymbol{VEd} > \boldsymbol{VRd,c} = \boldsymbol{Max}\begin{cases}[\mathrm{CRd,c}.\boldsymbol{k}.\sqrt[3]{\boldsymbol{100}.\boldsymbol{\rho_l}.\boldsymbol{f_{ck}}} + \mathrm{k1\sigma cp}]\mathrm{bw.d} = \mathrm{VRd,c1} \\ [\mathrm{vmin} + \mathrm{k1}.\sigma\mathrm{cp}]\mathrm{bw.d} = \mathrm{VRd,c2}\end{cases}$$

Avec

$CRd,c = \frac{0.18}{\gamma c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$

$$k = Min\left\{1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}}; 2\right\} = \left[1 + \sqrt{\frac{200}{137}}; 2\right] = 2$$

$\sigma_{cp} = \frac{\mathrm{NEd}}{\mathrm{Ac}} = \frac{0}{\mathrm{Ac}} = 0\ (flexion\ simple)$

$k_1 = 0{,}15$

$\rho_l = \frac{Asl}{bw.d} = \frac{2.63}{100\times13.7} = 0.035.2^{3/2}\sqrt{25} = 0{,}49$

$vmin = 0.035k^{3/2}\sqrt{fck} = 0{,}035.2^{2/3}\sqrt{25} = 0{,}49$

D'où

$$VRd,c1 = \left[0.12 \times 2 \times \sqrt[3]{100 \times 1.92 \times 10^{-3}} \times 25\right]1 \times 0.137 = 0.055\ MN$$

$$V_{Rd,\,c2} = (0{,}49) \times 1 \times 0{,}137 = 0{,}067\ MN$$

Et puisque $V_{Ed} = 0{,}016\ MN < 0{,}067\ MN = V_{Rd,\,c}$ alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

www.cours-genie-civil.com

Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.Fondation

Les fondations sont des ouvrages de transition entre la structure et le sol. Elles reprennent les charges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue deux types de fondations :

- Les fondations superficielles, comme les semelles isolées, semelles filantes et radier général, utilisables lorsqu'il existe une couche de sol capable de supporter l'ouvrage à une profondeur relativement faible.
- Les fondations profondes, comme les pieux, les puits (notamment appelés fondations semi-profondes), utilisable si les couches superficielles sont trop faibles, les charges sont transmises à un matériau de meilleur qualité situé à une plus grande profondeur.

Pour ce projet, on va opter pour une fondation superficielle en semelle isolée.

2.Choix du type de fondation

Des essais de laboratoires ont permis de connaitre les caractéristiques du terrain ainsi que les données du sol suivantes :

- Sol argileux ;
- Poids volumique γ = 14,5 kN/m^3
- Cohésion C = 23 kN/m²
- Angle de frottement interne φ = 24°
- Indice de vide à l'état initial e_0= 0,65
- Indice de compression C_c= 0,108
- Pression de pré consolidation σ_c= 172 kN/m²

Vis-à-vis de ces données et informations reçues, on prévoit pour ce bâtiment une fondation superficielle en semelle isolée sous chaque poteau dont on déterminera les dimensions ainsi que l'ancrage.

3 Evaluation de la capacité portante admissible du sol q_a

La capacité portante du sol de fondation pour une semelle isolée rectangulaire se calcule par la formule suivante :

www.cours-genie-civil.com

$$q_a = \gamma D + \frac{\left(1-0.2\frac{B}{L}\right)\times \gamma B N\gamma + \gamma D(Nq-1)+(1-0.2\frac{B}{L})CNc}{3}$$

Avec :

q_a en kN/m²

D : ancrage (m)

B : largeur de la semelle (m)

L : longueur de la semelle (m)

$N\gamma$, Nq, Nc: facteurs de capacité portante qui sont en fonction de l'angle de frottement interne et qui auront les valeurs suivantes obtenus par interpolation linéaire

Tableau 33: Valeurs de Nq, Nc, Nγ

N_q	9.84
N_c	19.52
N_γ	9.32

On désigne par qs la pression qui s'exerce sur le sol due aux charges venant de la superstructure par cheminement sur les poteaux.

$$\text{Donc } qs = \frac{Nser}{B \times L}$$

Avec Nser : Charge à l'ELS

Les charges à la base du poteau obtenues à partir de la descente des charges sont les suivantes : Nser = 315.17 kN et N_{Ed} = 431.52 kN

Les dimensions de la semelle sont en fonction des dimensions du poteau qu'elle supporte. Elles sont choisies de manière à ce que la semelle et le poteau aient des sections Homothétiques, c'est-à-dire : $\frac{B}{L} = \frac{b}{l}$

www.cours-genie-civil.com

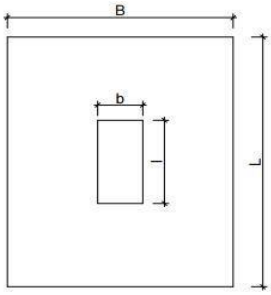


Figure 18 : Présentation de la semelle

Les poteaux du RDC sont de dimension 0,22m × 0,30m, Ce qui signifie que l = (0,8+b)

Après avoir fait les calculs, les dimensions favorables de la semelle sont données dans le tableau ci-après. Les résultats des calculs sont donnés en annexe.

Tableau 34: Capacité portante du sol de fondation

D (m)	1
B (m)	1
L (m)	1.5
q_a (kN/m²)	225.96
q_s (kN/m²)	206.27

Hauteur de la semelle H

La hauteur de la semelle est déterminée en fonction de la hauteur utile d ainsi que de l'enrobage. Pour une semelle coulée sur béton de propreté l'Eurocode 2 suggère un enrobage de 30 mm.

La hauteur utile d est donnée par : $d = Max\begin{cases} \frac{B-b}{4} = \frac{1-0,22}{4} = 0.195 \\ \frac{L-l}{4} = \frac{1.5-0.3}{4} = 0.3 \end{cases}$

D'où d = 0,3 m

Ce qui conduit, pour un diamètre supposé des barres de 12 mm, à une hauteur totale de :

H = 0,3 + 0,03 + 1,25×0,012 = 0,318 ≈ 0,32

H = 0,32 m

www.cours-genie-civil.com

4 Vérification au non-poinçonnement

Pour le non-poinçonnement du sol, il faut que $\sigma_{sol} < q_a$

$$\text{Avec : } \sigma sol = \frac{\text{NSer+Ps+Pp}}{\text{B×L}}$$

- Ps : Poids propre de la semelle Ps = 25 × H ×B × L = 25 × 0,32 × 1 × 1.5 = 12 kN
- Pp : Poids de l'amorce du poteau Pp = 25 × b × l × (D – H)

Pp = 25 × 0,22 × 0,30 × (1 – 0,32) = 1.95 kN

D'où : $\sigma_{sol} = \frac{315.17+12+1.95}{1*1.5} = 219.40\ kN/m^2$

σ_{sol} = 219.40 kN/m² < q_a = 225.96 kN/m², ce qui signifie que le non-poinçonnement du sol est vérifié.

Pour la suite des calculs on considère $q_s = \sigma_{sol}$ = 219.40 kN/m²

5 Evaluation du tassement

Même si la résistance au poinçonnement est vérifiée, il est primordial de vérifier que le tassement du sol de fondation n'excède pas la valeur limite qui vaut 15 mm pour les fondations superficielles en semelle isolée, enfin que celui-ci n'entraine pas des fissures sur le bâtiment.

Le tassement du sol est donné par :

$$\Delta Hi = \frac{\text{Hi} \times \text{Cc}}{1 + \text{e0}} log\ (\frac{\sigma\text{V0}+\Delta\sigma}{\sigma\text{c}})$$

Avec :

ΔHi : tassement de la couche du sol (mm) - Hi : épaisseur de sous-couche $Hi = \frac{B}{2}$

- σ_{V0} : contrainte verticale dans le sol qui sera calculée par : $\sigma_{V0} = \gamma D + \gamma Z$
- $Z = \frac{B}{4} \times (2n' - 1)$: profondeur à mi- épaisseur de la sous-couche n'au-dessous de l'ancrage
- $\Delta\sigma = k \times (q_s - \gamma D)$: variation de contrainte due à la charge
- k : facteur d'influence donné par l'abaque de Stein Brenner

$$k = k(m = \frac{B}{Z}; n = \frac{L}{Z})$$

www.cours-genie-civil.com

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 35:Valeur des tassements de chaque sous-couche

n'	Z (m)	k	σ_{V0} (kN/m²)	$\Delta\sigma$ (kN/m²)	ΔHi (mm)
1	0,25	0,952	18.125	182.56	2.19
2	0,75	0,656	25.375	125.80	0
3	1,25	0,056	32.625	10.74	0

D'où le tassement total égale à 2,68 mm largement inférieur à la valeur limite.

6 Détermination des sections des aciers par la méthode des moments

On rappelle :

- Dimensions de poteau : b = 0,22 m ; l = 0,3 m ;
- Dimensions de la semelle : B = 1 m ; L = 1.5 m ; H = 0,32 m ;
- f_{cd} = 20 MPa ;
- f_{yd} = 435 MPa ;
- N_{ser} = 315.17kN ;
- N_{Ed} = 431.52 kN.

Soient :

- d_x : la hauteur utile dans la direction B (2ème lit)
- d_x = H – 0,03 – 1,5 × 0,012 = 0.32 – 0,03 – 0,018 = 0,272 m
- d_y : la hauteur utile dans la direction L (1er lit)
- $d_y = d_x$ + 0,012 = 0,32 + 0,012 = 0,332 m

❖ <u>Détermination de</u> A_{sx}

www.cours-genie-civil.com

$$Asx = \frac{\text{MEd}}{\text{Zi} \times \text{fyd}}$$

- Moment M_{Ed} :

$$M_{Ed} = \frac{\text{NEd} \times (\text{B} - 0{,}7 \times \text{b})^2}{8 \times \text{B}}$$

$$M_{Ed} = \frac{431.52*(1-0.7*0.050)}{8} = 52{,}05$$

M_{Ed} =52.05 kN.m

- Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{\text{MEd}}{\text{L} \times \text{dx}^2 \times \text{fcd}}$$

$$\mu = \frac{52.05}{1.5 \times 0.074 \times 2010^3} = 0.023$$

• Bras de levier interne Zi :

$$Zi = 0{,}5 \times d_x \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$Zi = 0{,}5 \times 0.272 \times (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.023}$$

Zi =0 ,268 m

D'où

$$A_{sx} = \frac{52.05}{0.268 \times 43510^3} = 4{,}46.\ 10^{-4}$$

A_{sx} = 4,46 cm^2

On prend 4HA12 qui font une section totale égale à 4,52 cm²

Espacement = $\frac{B-2\times0.03}{3} = \frac{1-2*0.03}{3} = 0{,}3133\ m = 31{,}33\ cm$

❖ <u>Détermination de</u> A_{sy}

$$Asy = \frac{\text{MEd}}{\text{Zi} \times \text{fyd}}$$

- Moment M_{Ed} :

$$M_{Ed} = \frac{\text{NEd} \times (\text{L} - 0{,}7 \times \text{l})^2}{8 \times \text{L}}$$

www.cours-genie-civil.com

$M_{Ed} = \frac{431.52\times(1.5-0.7\times0.3}{8\times1.5} = 46.40$

$M_{Ed} = 46.40$kN.m

- Moment réduit μ :

$\mu = \frac{\text{MEd}}{\text{B} \times \text{dy}^2 \times \text{fcd}}$

$\mu = \frac{46.40}{1\times0.11\times2010^3} = 0{,}0210$

- Bras de levier interne Zi :

$Zi = 0{,}5 \times dy \times \quad (1 + \sqrt{1 - 2\times \mu})$

$Zi = 0.5 \times 0.33 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0210}$

$Zi = 0.290$ m

D'où

$A_{sy} = \frac{46.40}{0{,}29\times43510^3} = 3.6710^{-4}$

$A_{sy} = 3.67\ cm^2$

On prend 4HA12 qui font une section totale égale à 4.52 cm²

Espacement = $\frac{1.5-2\times0.03}{6} = 0{,}24\ cm$

www.cours-genie-civil.com

PARTIE C : TECHNNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE

www.cours-genie-civil.com

Chapitre VIII. PREPARATION DU CHANTIER

A. Installation de chantier :

Sur chantier, des incidents peuvent survenir à tout moment et blesser les ouvriers ou les civils. Pour éviter toute incidence, des règles de sécurités strictes ont été instaurées.

Les ouvriers et les travailleurs présents sur un chantier encourent des risques importants. Les accidents de travail surviennent facilement du fait du nombre important de travailleurs présents en même temps, de l'utilisation de divers engins et de machine, mais aussi de par les diverses conditions de travail (en altitude, en dénivellation du terrain).

Toutefois, d'autres personnes étrangères au chantier sont également exposées à ces risques. Il s'agit des individus qui ne sont pas impliqués au chantier, mais qui peuvent se retrouver sur les lieux. C'est ainsi que, parmi la réglementation en vigueur, il est interdit aux personnes étrangères de faire irruption sur le chantier sans autorisation.

Enfin, les mesures de sécurité sur un chantier ont également un but de prévention de certaines maladies qu'encourent les travailleurs du BTP, il s'agit des maux qui risquent de faire défaut au bon déroulement du travail de chaque salarié. Par exemple, la manipulation de certains matériaux dangereux ou encore l'exposition directe à une forte ou baisse de température.

Pour minimiser les risques d'incidents, toute personne entrant sur le chantier doit obligatoirement porter des équipements de protection individuelle (EPI), que ce soit les personnels ou les visiteurs. Une EPI ou équipement de protection individuelle est un dispositif ou moyen destiné à être porté ou tenu par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa sécurité ou sa santé principalement au travail.

B. Les personnels

Il est à noter que l'accomplissement des travaux ou non dépend 90% des personnels. Il est alors indispensable de savoir les diriger. Dans le chantier, il y a une hiérarchie qui indique les propres tâches de chaque personnel :

- L'ingénieur conducteur des travaux ;
- Le(s) chef(s) de chantier ;
- Le magasinier ;
- Les ouvriers spécialisés ;
- Les manœuvres.

www.cours-genie-civil.com

L'ingénieur conducteur des travaux

Ses rôles sont de :

- Assurer la gestion technique et administrative du chantier ;
- Résoudre les problèmes techniques ;
- Planifier chaque jour les programmes sur chantier ;
- Organiser la réunion de chantier ;
- Avoir le contact direct avec le bureau d'étude et les maîtres de l'ouvrage.

Le chef de chantier

Il a pour rôle de :

- être responsable et garantir les qualités des travaux accomplis ;
- appliquer les plannings et plans d'exécution ;
- rédiger le journal du chantier ;
- être responsable total des matériaux et matériels utilisés ;
- gérer directement les personnels ;
- faire le pointage des personnels chaque jour.

Le magasinier

Ses rôles directs sont de ranger, stocker et faire les inventaires des matériaux entrés et sortis du magasin de stockage.

Les ouvriers spécialisés

Ce sont les maçons, les ferrailleurs, les charpentiers. Ils s'occupent de l'exécution manuelle des travaux.

Les manœuvres

Ils ont pour rôles d'aider les ouvriers spécialisés ; dans le domaine de batelage par exemple.

C. Les matériels :

Pour cet ouvrage, on aura besoin des matériels comme :

1. Les engins de terrassement

Pour effectuer les différents travaux de terrassement, on aura besoin des :

www.cours-genie-civil.com

- *Engins d'excavation* : Pelle mécanique hydraulique : Pour purger le terrain, creuser les tranchées et charger les matériaux ;
- *Engins de transport* : Camion benne : pour transporter les fournitures nécessaires au chantier (remblai, granulats…).
- *Engins d'assistance* : Compacteur et niveleuse: pour le compactage et la finition du terrain, et pour la mise en place des remblais.

Figure 19:Les engins de terrassement

2. Les matériels d'implantation :

On exige du théodolite, des piquets, d'équerre, du niveau à bulle, des cordeaux… afin de finir l'implantation de ce bâtiment.

www.cours-genie-civil.com

Figure 20:Quelques matériels d'implantation

3. Les matériels de bétonnage :

Pour exécuter le bétonnage, on aura besoin des différents matériels comme la bétonnière, le pervibrateur, les brouettes, les seaux…

Figure 21:Les matériels de bétonnage.

4. Les matériels de coffrage et de décoffrage :

Les matériels de coffrage et de décoffrage nécessaires sont : de la serre jointe, des chevillettes, pince, du marteau, des écrous, du scie, …

5. Les matériels de ferraillage :

De cisaille à main ou à levier, de tenaille, de cintreuse à main, de burin… sont nécessaire pour les armatures.

www.cours-genie-civil.com

6. Les matériels de maçonnerie :

Figure 22:Matériels pour maçonnerie

Il nous faut des seaux, truelles, taloches, auges, fil à plomb, niveau à bulle, massette, burin… pour faire une maçonnerie.

D. Implantation de l'ouvrage :

L'implantation consiste à matérialiser sur le terrain tous les tracés géométriques pour faciliter la réalisation d'un ouvrage. Elle doit être conforme à celui imposé dans le « plan d'implantation ».

Ce plan nous indique :

Les terrassements à exécuter ;

La position des puits, des pieux, des semelles isolés ou continus pour les fondations ;

La délimitation des rigoles et des tranchées ;

Le passage des réseaux de canalisation et l'emplacement des regards, fosses et galeries techniques ;

Les tracés des murs :

de pignon ;

de façade ;

de refend ;

et des poteaux et des parties des murs (trumeaux).

www.cours-genie-civil.com

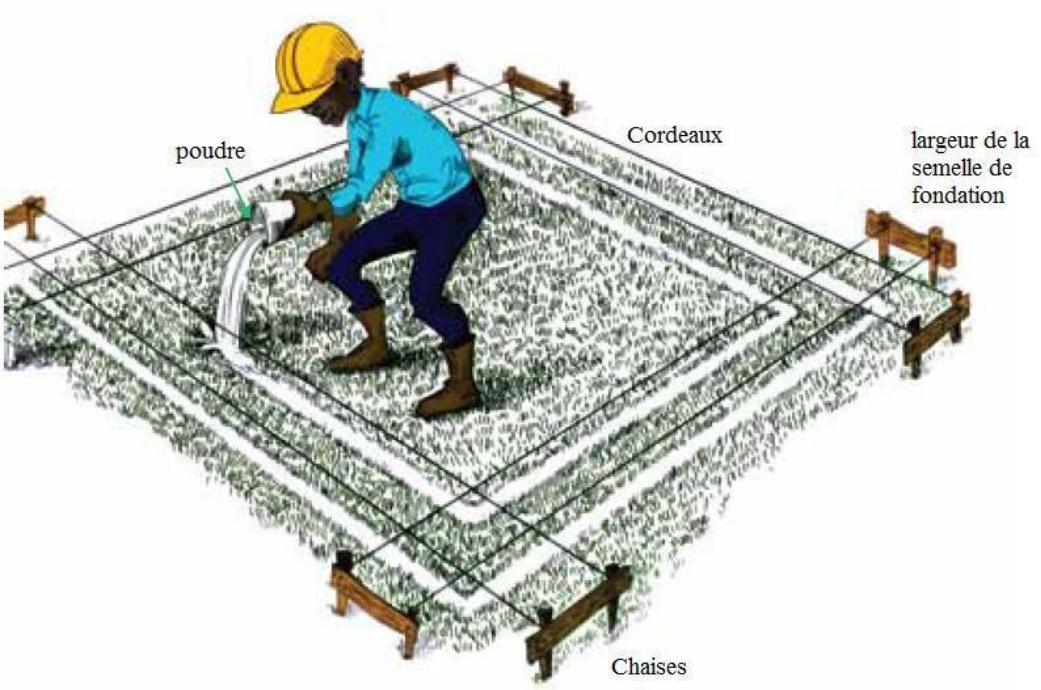


Figure 23: Implantation

1. Réalisation de l'implantation

1.1 Le piquetage :

Le but est de matérialiser au moins deux axes, généralement orthogonaux, à l'aide des instruments d'optique.

Pour cela, il faut établir une ligne de base hors de l'emprise de la construction, parallèlement à l'axe longitudinal du bâtiment.

1.2 Le nivellement du terrain :

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

www.cours-genie-civil.com

Figure 24:Excavation en masse.

1.3 Les pratiques du chantier :

A partir de la ligne de base d'implantation (axes de route), on détermine l'emplacement de la ligne directrice suivi de piquetage.

Le repérage du bâtiment s'effectue par l'établissement des piquets aux angles. Ce travail est suivi par la mise en place des chaises d'implantation :

les chaises d'angles ;

les chaises pour les murs de refend.

Nous obtenons ainsi les lignes principales du bâtiment en les matérialisant par des cordons placés sur les chaises.

Les poteaux et les semelles sont implantés suivant leurs axes.

www.cours-genie-civil.com

Chapitre IX. LES MATERIAUX DE CONSTRUCTIONS.

Pour garantir une qualité maximale de l'ouvrage, les matériaux de construction doivent être soigneusement sélectionnés.

1. Les liants :

Les liants sont des produits généralement employés sous forme de poudres fines et qui, gâchés avec l'eau en pâte plus au moins épaisse, durcissent et forment une masse dure et compacte analogue à la roche naturelle.

D'après la pétrification on classe les liants en deux sortes :

1.1 Les liants hydrauliques :

Les liants hydrauliques sont des produits ayant la propriété de durcir au contact de l'eau, et qui après durcissement conservent leur résistance et leur stabilité sans être au contact de l'air ce qui les différencie des liants aériens, même sous l'eau.

Ce sont des matériaux qui font l'objet de fabrications industrielles et de contrôles garantissant leur conformité aux normes. La conformité est attestée par la marque « NF – liants hydrauliques » apposée sur les sacs.

1.2 Les liants aériens **:**

Lorsqu'ils sont additionnés d'eau ils ne se pétrifient qu'au contact de l'air.

2. Ciment :

C'est un liant hydraulique qui sert à lier les matériaux inertes entre eux. Ces liants sont des produits ayant la propriété de durcir au contact de l'eau, et qui, après durcissement, conservent leur résistance et leur stabilité.

Le ciment utilisé pour les bétons est du ciment de la classe $CEM\ I$ 42,5, le ciment de classe $CEM\ II$ 32,5 est utilisé pour les enduits.

Les ciments sont livrés et déposés dans un local sec, à l'abri du soleil et d'humidité, il est préférable de faire un rangement par classe pour éviter toute confusion pendant la mise en œuvre. Les locaux où contenir le ciment doit pouvoir contenir au moins 20 tonnes de ciment.

www.cours-genie-civil.com

3.L'eau de gâchage

L'eau de gâchage a pour rôle d'hydrater le liant et mouiller les granulats, il a aussi le rôle du plastifiant du béton pour la mise en œuvre.

L'eau utilisée pour la préparation des mortiers et du béton devra être propre, pratiquement exempt d'impuretés, de matières organiques, de produits chimiques notamment les sulfates et le chlorure qui affecteraient la durée de prise, la résistance ou l'apparence du béton.

Un manque d'eau conduira à un béton trop sec, difficile à mettre en place, c'est-à-dire peu maniable ou peu ouvrable tandis qu'un excès d'eau laissera par évaporation des vides dans le béton.

Un dosage précis et constant de la quantité d'eau juste nécessaire en tenant compte de :

- L'eau apportée par les granulats ;
- L'eau ajoutée pour l'hydratation et la mise en œuvre.

La quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est égale au quart du poids de celui-ci, soit environ 90 litres pour un dosage de 350 kg/m3 (E/C=0,25 : consistance de terre humide).

Mais pour avoir un béton « maniable », cette quantité doit être doublée (environ 180 litres :

E/C=0,50). Il en résulte qu'un mètre cube de béton contient environ 90 litres d'eau libre non combinée.

4. Les Granulats pour béton :

Les granulats sont des matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition du béton. Leur origine peut être naturelle, artificielle ou provenant du recyclage. On distingue trois grandes familles de granulats :

- Les sables : $d = 0$ et $D \leq 4\,mm$;
- Les gravillons : $d \geq 4\,mm$ et $D \geq 12\,mm$;
- Les graves : $d = 0$ et $d > 4\,mm$.

Les gravillons pour béton devront être propres, durs et exempts de corps étrangers, de matières organiques, de poussières, vases et argiles adhérent ou non aux grains. a. Sable :

Le sable est une matière solide granulaire constituée de petites particules provenant de la désagrégation de matériaux d'origine minérale (essentiellement des roches) ou organique. Dans

www.cours-genie-civil.com

un béton, le sable a pour rôle de venir se caler entre les graviers ; en détaillant, le sable a pour rôle de :

- Diviser la masse du liant pour permettre la prise ;
- Diminuer le retrait et sa conséquence ;
- Servir à combler le vide pour éviter les fissurations.

Le sable devra être exempt d'impuretés, d'éléments coquilliers, de mica et notamment d'argile.

Il ne doit pas renfermer plus de 3 % d'impuretés (limons, produits industriels nocifs, poussière etc.).

Sur chantier, les essais de pureté de sable peuvent se faire par :

- Etalage du sable en le frottant sur un linge propre afin de ne pas créer de souillure ;
- Frottement du sable entre les doigts, il doit crisser dans la main et il ne peut y avoir des particules d'argile ou de boue collant aux doigts.

La désignation des sables correspondant à la norme NF P 18-101 est la suivante :

- Fin : tamis 0,080/0,315 mm
- Moyen : tamis 0,315/1,25 mm
- Gros : tamis 1,25/5 mm

Les sables ne devront pas renfermer de grains dont la plus grande dimension dépasse :

- Sable pour crépis et enduits : 2,5 mm
- Sable pour béton armé : 5 mm
- Sable pour béton de fondation : 10 mm

b. <u>Gravillon :</u>

Il donne la résistance à la compression du béton. Les gravillons de toute nature proviendront soit, de préférence, de concassage de basalte ou de granite extrait des carrières, soit de gîte des galets avec l'autorisation de l'ingénieur.

En outre, les gravillons en forme de plaquettes ou d'aiguilles (telles que leur grande dimension soit supérieure au double de la petite), ne doivent pas présenter plus de dix pourcent (10 %) en

www.cours-genie-civil.com

poids des agrégats. Ils seront complètement purgés de terre, passés à la claie et lavés si on en reconnaît la nécessité.

Les gravillons pour béton armé seront classés par dimensions, avant leur livraison, suivant les catégories définies dans les cahiers permettant à l'emploi ; la vérification de la granulométrie adoptée est nécessaire.

c. Dosage en granulats :

Le choix des classes granulaires des gravillons est en fonction des exigences de l'ouvrage comme la dimension, l'espacement de l'acier, l'enrobage, le bétonnage et l'état de surface.

On procède par mélange de deux ou trois classes pour obtenir une compacité maximale :

- Mélange de deux classes

Sable 0/5

Gravillon 5/15

- Mélange de trois classes

Sable 0/5

Gravillon 5/15 concassé

Gravillon 10/25 concassé

- Proportion approchée pour un béton avec granularité 0/20

$$\frac{1}{2}\,sable + \frac{2}{3}\,gravillon$$

- Proportion recommandée

$$\frac{gravillon}{sable} \geq 2$$

5. Sable

Un sable de bonne granulométrie doit contenir à la fois des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les intervalles entre les gros pour combler les vides. Le mortier obtenu est ainsi plus résistant et d'une meilleure compacité.

www.cours-genie-civil.com

Pour une meilleure qualité du béton ou du mortier, le sable utilisé devra être du sable de rivière non micacée, dépourvue de terre, d'impuretés, de scories et notamment d'argiles.

La désignation du sable correspond à la norme NF P 18 – 304 :

- Sable fin : tamis **0,080 / 0,315 mm**
- Sable moyen : tamis **0,315 / 1,25 mm**
- Sable gros : tamis **1,25 / 5 mm**

Les sables ne devront pas renfermer des grains dont la plus grande dépasse :

- Sable pour crépis et enduits : **2.5 mm** ;
- Sable pour béton armé : **5 mm** ;
- Sable pour béton de fondation : **plus de 10 mm**.

6. Acier

Les aciers sont livrés en barre de 12 m de diamètres 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 millimètres.

Les aciers utilisés comme armatures sont désignés par:

- Leur limite élastique conventionnelle E en MPa;
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur)
- Leur forme (lisse ou haute adhérence)

Par la combinaison de ces caractéristiques on distingue principalement :

- **Les ronds lisses**, dont la surface est lisse. Ce sont des aciers doux ; leur résistance est moyenne, ils sont souples et élastiques ;
- **Les aciers à haute adhérence (HA)** : la surface présente des reliefs (crantages, crénelures, stries, nervures en hélice) qui améliorent l'adhérence de la barre au béton. Ces aciers sont très résistants, mais peu souples : ils se cassent facilement si on les tord sans précautions.

Les aciers utilisés pour les armatures sont des barres à haute adhérence et ont les qualifications suivantes :

www.cours-genie-civil.com

Tableau 36:Caractéristique des aciers à haute adhérence.

Caractéristique	A haute adhérence, symbole HA	
Dénomination	Fe E400	Fe E500
Limite élastique en MPa	f_e = 400	f_e = 500
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma R \geq 480$	$\sigma R \geq 550$
Allongement à la rupture	14%	12%
Coefficient de scellement, Ψ_s	1,5	
Coefficient de fissuration, η	1,6	
Diamètres courants an [mm]	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

6.1 Stockage des aciers

Les aciers sont déchargés et posé sur une surface plane et propre. Ils sont rangés par nuances dans des zones différentes selon leurs diamètres.

6.2 Nomenclature

Il faut, avant de façonner les armatures, prendre connaissance du travail à réaliser qui est dessiné sur le plan de ferraillage et détaillé sur la nomenclature, tableau qui donne toutes les informations nécessaires pour couper et façonner les aciers.

Tableau 37:Nomenclature des armatures.

N°	Diamètre [mm]	Nombre	Forme	Schéma

www.cours-genie-civil.com

6.3 Coupe des aciers

Pour couper les barres on utilise le banc de coupe, composé de deux tables équipées d'une cornière de guidage des barres, munie d'une butée, et d'une cisaille à levier, qui coupe les aciers jusqu'au 20 mm. Pour les aciers de diamètre inférieur à 12 mm, on peut utiliser une cisaille à main.

6.4 Façonnage des aciers

Pour façonner les barres selon la forme demandée, on utilise une cintreuse à main. Plus pratiquement, on utilise souvent une table en madrier sur laquelle sont fixées des petites barres en acier Ø12 ou Ø14 appelé goujons. On trace des marques pour obtenir les dimensions voulues. Le pliage se fait au moyen de griffe à couder.

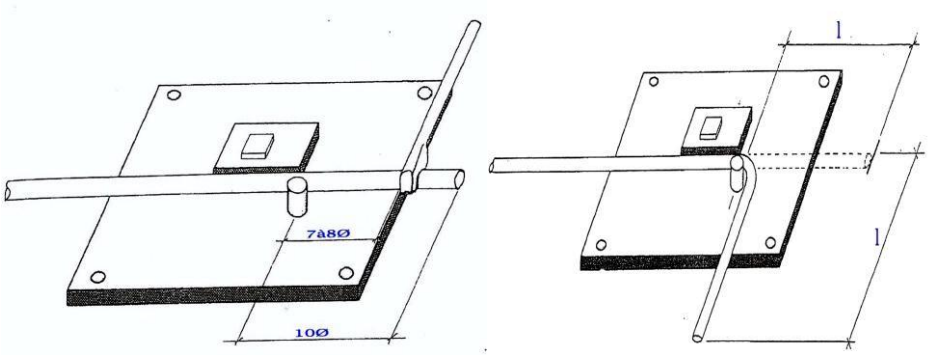


Figure 25:Pliage avec la griffe

6.5 Assemblage x des aciers

Pour monter l'armature, il faut successivement :

1. Marquer sur les filants la position des cadres et des épingles conformément au plan de ferraillage
2. Placer les cadres en alternant la position de leur fermetures (toujours en haut, à droite puis à gauche) et les lier aux filants avec du fil d'attache (fil d'acier doux de 1 à 2 mm de diamètre) à l'aide d'une pince à ferraille ;
3. suspendre le montage sur des chevalets ;

www.cours-genie-civil.com

4. placer les épingles er les attacher.

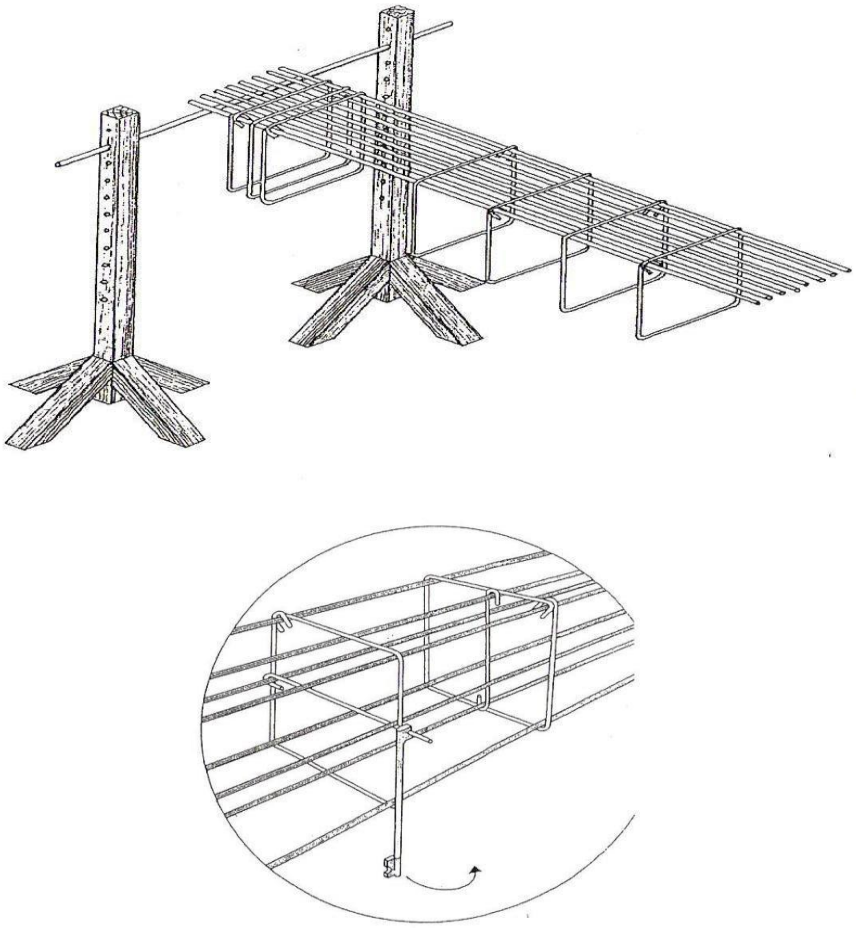


Figure 26:Assemblage des acier

7.Le béton

Il est préparé en mélangeant des granulats, de l'eau avec du liant hydraulique (chaux ou ciment). Le liant utilisé pour le béton armé ne peut être que le ciment, en effet, la chaux est oxyde le fer. A noté qu'il est strictement important de respecter le dosage en eau prescrit parce que l'excès d'un demi- litre d'eau diminue la résistance du béton de plusieurs Méga Pascal.

7.1 Dosage

Généralement, dans la pratique, pour 1m3 de béton avec du ciment CEM I 42.5 on adopte les compositions suivantes selon le dosage en ciment.

www.cours-genie-civil.com

Tableau 38:Dosage du béton.

Ciment [Kg/m3]	Sables [L]	Gravillons [L]	Eau [L]	fc28 [MPa]
200	400	800	110	12-16
300	400	800	160	16-20
350	450	850	180	20-25
400	450	850	210	25-30

7.2 Mode d'exécution

7.2.1 Bétonnage manuelle

1. Préparer une surface plane et propre ;
2. Verser le gravier puis le sable ;
3. Mélanger jusqu'à obtenir un mélange homogène ;
4. Reconstituer le tas et verser le ciment au milieu
5. Mélanger
6. Creuser au centre un cratère ;
7. Verser un peu d'eau dans le cratère ;
8. Ramener le mélange dans le cratère avec la pelle ;
9. Mélanger en ajoutant peu à peu de l'eau jusqu'à obtenir une pâte épaisse ;
10. Tout le mélange doit avoir la même consistance de pâte épaisse et le même aspect homogène, huileux, brillant.

7.2.2 Bétonnage avec la bétonnière

1. Faire tourner la bétonnière orienter la cuve à 45° avec la verticale et verser une partie de l'eau nécessaire et une partie du gravier dans la cuve.
2. Verser le ciment, de l'eau et le sable ;
3. Verser tous les graviers qui restent ;
4. Ajouter le reste de l'eau jusqu'à obtenir une pâte homogène et épaisse.
5. Laisser tourner 2 à 3 minutes. Ensuite vider le béton dans la brouette en basculant la cuve avec le volant.

www.cours-genie-civil.com

Chapitre X. MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES.

1.La fondation

Les fondations sont les ouvrages du bâtiment en contact avec le sol et ayant pour rôle de transmettre et repartir les charges provenant de la structure vers le sol de fondation. Pour ce bâtiment la fondation est superficielle en semelle isolé.

Les étapes d'exécution de la semelle de fondation sont les suivants :

- La matérialisation sur le terrain de toutes les traces géométriques nécessaires à sa construction ;
- Excavation de sol jusqu'au niveau d'ancrage de la fondation avec une finition à la main
- Mise en place des bétons de propriétés pour protéger le fond de fouille ;
- Le traçage des semelles et des poteaux sur le béton de propreté ;
- La pose de coffrage ;
- La pose des cale-béton suivi de la mise en place des armatures de fondation ;
- Le coulage suivi de la vibration du béton ;
- La vérification des positionnements des aciers et verticalité des armatures d'attente au cas où il y aurait eu déplacement due à la vibration du béton ;
- Le décoffrage après que le béton est suffisamment durci ;
- Remblaiement des bords de la semelle ;
- Compactage des remblais.

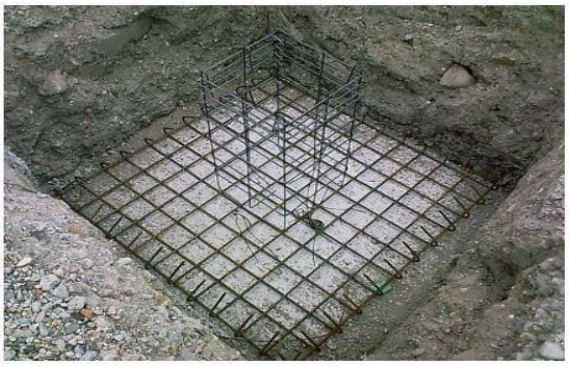


Figure 27: Armature de semelle isolé

www.cours-genie-civil.com

Figure 28:Semelle isolé après décoffrage

2 Les ossatures du bâtiment

Après la mise en place de la fondation, on procède à l'édification des ossatures du bâtiment. On dresse les poteaux en premier lieux, ensuite on met en place les structures porteuses horizontales qui sont les poutres, et les dalles sont aussi coulées en même temps.

2.1 Les poteaux

La mise en œuvre du poteau suit plusieurs étapes :

- **Alignement et vérification des mesures** :

L'alignement consiste à déterminer l'emplacement des poteaux. Les poteaux intérieurs doivent être alignés aux poteaux de rives. Cet alignement se fait dans l'axe longitudinal et transversal du bâtiment ; et l'alignement des poteaux intérieurs se fait en tirant un fil accroché aux poteaux de rives situés aux extrémités de la construction. Ce sont les ouvriers qui se trouvent sur l'axe du fil qui sont chargés de marquer la position exacte des poteaux.

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait après la vérification des mesures et l'alignement des poteaux. Les armatures utilisées sont déjà préparées à l'avance. Le ferraillage des poteaux est constitué, dans notre cas, par des filants et des cadres. Les filants sont retenus à l'aide d'un fil recuit par des cadres légèrement arrondis de chaque côté. Une fois le ferraillage monté, on le fixe sur une armature d'attente de longueur 30 cm qui servira, à son tour, de ferraillage pour le niveau du dessus.

- Coffrage :

Pour la réalisation du coffrage des poteaux, on utilise :

www.cours-genie-civil.com

Des étais pour maintenir les planches de coffrage debout ;

Des plaques en contre-plaqués d'une longueur suffisante à la hauteur du poteau ;

Des serre-joints bien réparti ;

Des échafaudages pour la mise en place des coffrages et pour le coulage.

- Coulage du béton :

Le béton est déjà préparé à l'avance. Après le malaxage du béton, on le verse sur le poteau. Ensuite pour réduire un minimum de vide, on utilise un pervibrateur pour apporter une vibration au béton.

- Décoffrage :

En général le décoffrage se fait lorsque la résistance à 28 jours du béton est atteinte.

.2.2 Les poutres

En générale les poutres s'appuient sur les poteaux. Sa mise en œuvre se fait après celle des poteaux. Les étapes sont les suivants :

- Mise en place des chandelles :

Les chandelles ont pour rôle de soutenir les poutres de la phase de coffrage jusqu'au décoffrage.

- Coffrage :

Le coffrage des poutres commence par la fabrication et la mise en place du coffrage du fond, il se fait par l'assemblage de deux planches côte à côte.

On monte ensuite les coffrages de bords en contre-plaqué

Les éléments constitutifs du coffrage de poutres sont montrés par la figure suivante :

www.cours-genie-civil.com

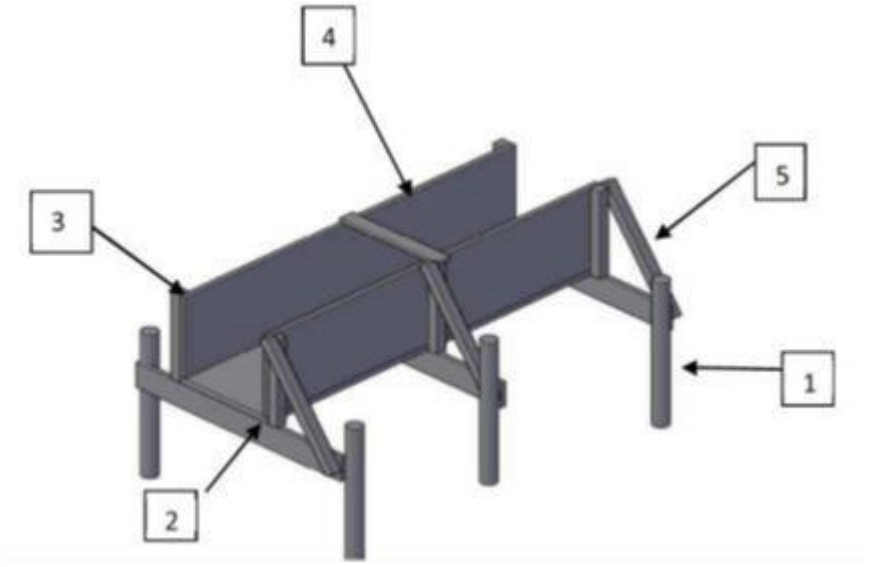


Figure 29: Eléments constitutifs d'un coffrage d'une poutre

Tableau 39: Eléments constitutifs d'un coffrage d'une poutre

N° de l'élément	Désignation	Rôle
1	Etais en bois rond	Etaiement vertical
2	Raidisseur longitudinal et transversal	Supporte le fond du moule
3	Joue avec peau coffrant	Assure l'étanchéité de la paroi
4	Ecarteur	Assure le parallélisme des joues
5	Contrefiche en bois carrée	Tient la stabilité des joues

- Coulage du béton :

Les processus de coulage de la poutre sont le même que celui du poteau c'est-à-dire on prépare le béton en premier lieu (malaxage) ; ensuite on le coule en utilisant le pervibrateur.

Cependant, le coulage des poutres se fait seulement à une certaine hauteur du cadre car il y a une partie du ferraillage qui recevra le béton de la dalle. Pour cela on laissera une épaisseur d'environs 15cm pour l'attente du décoffrage

2.3 La dalle

Dans notre construction on a utilisé la dalle pleine réalisée avec du béton armé. Sa mise en place vient après celle de la poutre.

www.cours-genie-civil.com

- Coffrage :

Le coffrage de la dalle se fait avec des contre-plaqués maintenus par des chandelles. Le tout doit être bien étanche pour éviter les fuites de laitance du béton.

- Ferraillage :

Le ferraillage se fait sur place après la mise en place des coffrages. Des attentes seront mises en œuvre entre les armatures et les poutres.

- Coulage :

Avant de procéder au coulage du béton qui est déjà préparé à l'avance, on met en place les cales en béton ou cavaliers pour avoir un bon enrobage ; ensuite on arrose les poutres recevant les attentes pour rendre homogène les ossatures en béton armé. C'est seulement après qu'on coule le béton pour la dalle. Comme pendant le coulage des poutres et des poteaux, le béton est versé puis vibrer pour diminuer le pourcentage des vides et des bulles d'air. Pendant que les autres ouvriers vibrent le béton, d'autres talochent pour que la dalle ait une surface plane.

2.4 Le dallage

Le dallage est le plancher de la RDC et qui transmet directement les charges sur le sol. Le dallage est généralement constitué par :

- Une forme stabilisée de cailloux, graviers, sable mélangé ou tout-venant par entre 10 à 15cm (hérisson) de manière à obtenir une plate-forme saine et stable, formant une assise et apte à recevoir le corps du dallage,
- Un écran d'étanchéité film plastique imperméable (polyane),
- Un isolant thermique peu compressible sur la couche de sable de la forme sur toute la surface,
- Du corps du dallage dosé à 300 kg/m^3,
- Un revêtement ou une finition donnant au dallage les qualités de surface désirée.

La réalisation d'un dallage se fait de manière suivante :

- Prise de repère fixe et le rapporter dans les différents points essentiels du dallage par utilisation de méthode de vase transvasant bouteille tuyau ;
- Nivellement de la plateforme selon la côte renvoyer par le niveau de référence ;

www.cours-genie-civil.com

- Marquage des différents niveaux de chaque couche et matérialisation par utilisation de cordeau ;
- Mise en place de la forme suivie d'un compactage ;
- Pose de sable pour bien aplanir l'arase de l'hérissonnage avant la mise en place de film d'étanchéité ;
- Mise en place des isolants ;
- Coulage du corps de la chaussée en veillant à respecter les réserves pour les conduites et les joints ;
- Mise en forme du corps de dallage avec vibration ; • Finition du revêtement par des chapes ou des carrelages.

Figure 30: Film d'étanchéité en polyane :

Figure 31:: Coulage du dallage

www.cours-genie-civil.com

Figure 32:: Talochage du dallage

3 L'escalier

L'escalier c'est l'ensemble des marches échelonnées qui permet d'accéder à un autre niveau. Il est composé de :

- Marches ou girons ;
- Contremarches ;
- Emmarchements ;
- Paillasse.

La mise en œuvre de l'escalier se fait en suivant ces étapes :

- Implantation des niveaux supérieurs et inférieurs du palier ;
- Mise en place du fond de coffrage en suivant l'angle d'inclinaison de l'escalier ;
- Ferraillage du paillasse ;
- Tracé de l'escalier sur le mur ;
- Mise en place des coffrages des marches et des contremarches à environs 3 cm au-dessus des armatures du paillasse pour respecter l'enrobage ;
- Coulage du béton suivi de la vibration ;
- Finition : vérification du niveau de chaque marche avec du niveau à bulle après talochage marche par marche.

www.cours-genie-civil.com

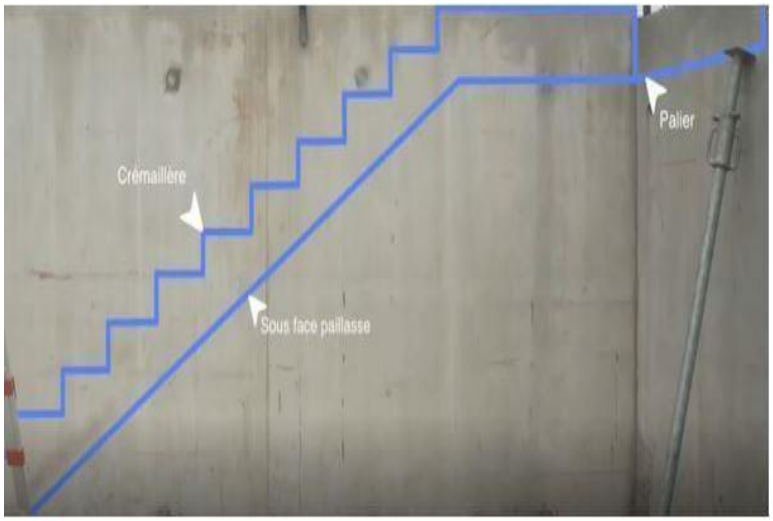


Figure 33:implantation d'escalier

Figure 34:Coffrage d'escalier

Figure 35:Escalier en béton armé après décoffrage

www.cours-genie-civil.com

4 Les murs de remplissage

La mise en œuvre des murs de remplissage se fait en suivant ces étapes :

- Les briques à assembler doivent être immergés dans l'eau pendant quelques minutes pour éviter l'arrachement rapide des mortiers ;
- Le malaxage du mortier se fait dans la bétonnière et il est dosé à 350 kg/m3 ;
- Le montage des briques se fait en les collants avec le mortier de pose pour permettre une cohésion parfaite ;

Il faut assurer que la maçonnerie exécutée soit plane et verticale. La tolérance de la verticalité est de 1 cm/m sans dépasser 3 cm sur toute la hauteur. Elle ne doit en aucun cas présenter un angle par rapport à la verticale. La tolérance de l'angle à respecter est de 1°.

5 Les travaux de finition

5.1 Enduit et chape

Le mortier pour enduit extérieur et intérieur avec une épaisseur de 15 mm sera dosé à 350 kg de CEM II 32,5 par m^3. Ce dosage s'entend pour 1000 litres de sable sec.
Pour les enduits appliqués à la truelle, le mortier gâché serré est projeté avec force à la truelle, refoulé à la taloche et dressé régulièrement. Avant que la première couche ne soit complètement sèche, elle est recouverte par la suivante, la dernière couche est talochée. Lorsque le mortier a rejeté son eau et pris une certaine consistance, le lissage est renouvelé à plusieurs reprises, sans mouiller la surface. Après l'achèvement, l'enduit doit être homogène d'aspect régulier sans gerçures ni soufflures.
Les enduits se font donc en deux (2) couches :

- Une première couche simplement projetée (crépissage accompagné d'un dressage sommaire sur toute la surface à enduire).
- Une deuxième couche dressée et talochée, puis lissée.

5.2 Carrelage

. Leur qualité et teinte doivent être soumis à l'agrément de l'Architecte/Ingénieur avant utilisation. Avant le commencement des travaux, le support devra être nettoyé. Par ailleurs, une couche d'enduit de lissage doit précéder la pose des carreaux afin d'obtenir une surface apte à recevoir le revêtement. Les carreaux sont coupés à la carrelette ou à la scie à eau équipée d'un disque diamant puis posés à bain de mortier dosé à 450 kg/m^3.

www.cours-genie-civil.com

5.3 Peinture

L'enduit doit être parfaitement lisse pour parfaire le rendu après l'application des couches de peintures.

La peinture est appliquée en deux couches. Les travaux sont exécutés que sur des subjectiles parfaitement secs.

Plusieurs étapes sont nécessaires avant de peindre un élément :

- **Egrenage** : consiste à débarrasser tous les grains ou petites aspérités qui se collent sur l'élément à peindre ;
- **Epoussetage** : enlèvement des poussières ;
- **Brossage** : enlèvement à la brosse dure des tâches de mortier sur boiserie, de la couche légère de rouille sur les fers, fontes, ...
- **Dégraissage :** consiste à enlever les graisses **;**
- **Rebouchage :** une opération qui consiste à dissimiler par un masticage soigneusement effectué les défauts, petites cavités, fentes, fissures, irrégularités, crevasses, joints, nœuds de menuiseries, etc. Lorsque l'ensemble du travail comportera une couche d'impression générale, le rebouchage sera exécuté après application de celle-ci.
  Le travail de rebouchage comportera obligatoirement le calfeutrement des moulures, champs, plinthes, etc… ainsi que l'enduit de toutes pièces de ferrures entaillées ; ces parties métalliques ayant reçues au préalable une couche primaire d'antirouille.
- **Fonçages à sec :** opération qui s'effectue en utilisant un papier verre pour ne pas laisser subsister des grains ou des aspérités en surface après le rebouchage ou peinture.

Les maçonneries enduites intérieures, béton brut ou ragrée feront l'objet de : égrenage, rebouchage, application d'une d'impression, deux couches de peinture plastique liquide vinyle ou peinture à l'huile.

5.4 Menuiserie bois et métallique

5.4.1 Menuiserie bois

Ce sont les portes à l'intérieur de la maison qui sont faites avec le bois. Tous les assemblages seront bien ajustés et d'une haute qualité de finition. Chaque pièce mobile doit fonctionner efficacement avec des pièces de quincaillerie bien fixées. Tous les clous, vis, seront

www.cours-genie-civil.com

couverts ; tous joints et fissures seront obturés avec un composé bouche-pores d'une couleur compatible avec le bois. Toutes les arêtes seront arrondies et toutes les moulures exactement corroyées. Avant l'application de la peinture, toutes les surfaces à peindre doivent être bien poncées.

5.4.2 Menuiserie métallique

Notre projet comportera des garde-corps métalliques pour les balcons et l'escalier.

On utilisera de la soudure électrique pour l'assemblage de tous les éléments métalliques. L'exécution doit être faite avec soin sans masse de soudure.

Pour les coupages des matériaux, on utilisera des scies à métaux ou cisailles. Le chalumeau coupeur ne devrait être utilisé que dans le cas où c'est vraiment indispensable et approuvé par le

Bureau d'Etude et de Contrôle. Les extérieurs de toutes pièces métalliques en fer noir nouvellement installés seront finis avec de la peinture antirouille.

www.cours-genie-civil.com

PARTIE D : ANALYSE FINANCIERE DU PROJET

www.cours-genie-civil.com

CHAPITRE XI : DEVIS DESCRITIF

Le devis descriptif est une pièce écrite à valeur de cahier des charges, c'est un document qui donne tous les travaux à réaliser sur le bâtiment de l'installation jusqu'à la finition complète. Ce document sera nécessaire pour établir les quantités de travaux et l'estimation du projet.

Tableau 40: Devis descriptif de l'ouvrage :

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
I	Installation et repli de chantier		
I-1	Installation de chantier : -Apports des matériaux, matériels et personnels sur le site -Clôture du chantier en matériaux léger ; -Baraquement et accessoire (logement gardien, magasin de stockage) ; -Branchement provisoire		fft
I-2	Repli de chantier : -Enlèvement des matériaux et matériels ; -Nettoyage du chantier ; -Remise en état de lieux publics		fft
II	Terrassement		
II-1	Décapage et nettoyage du sol : Arrachement des végétations, décapage et nettoyage	Surface à bâtir	m^2
II-2	Exécution des fouilles : -Fouille en rigole ou en tranchée avec jet de pelle sur berge, y compris dressement des parois et de fonds ; -Fouille en excavation avec jet de pelle, dressage et blindage des parois ; -Mise à niveau des fonds	Semelle de fondation, assainissement et canalisation	m^2
II-3	Evacuation des terres excédentaires :		m^3

www.cours-genie-civil.com

	Evacuation des terres vers le lieu agrée et toutes sujétions		
III	Infrastructure		
III-1	Béton de propreté dosée à 200 kg/m^3 : Fourniture et mise en œuvre du béton ordinaire dosé à 200 kg/m^3 de CEM II 32,5 ; y compris toutes les sujétions de mise en œuvre	Béton de propreté sous semelle de fondation, sous longrine	m^3

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
III-2	Béton dosé à 350 kg/m^3 : Fourniture et mise en œuvre du béton dosé à 350 kg/m^3 de CEM II 42,5 coulé entre ou sans coffrage, y compris toutes les sujétions de mise en œuvre	Semelle, longrine, amorce poteau, départ escalier	m^3
III-3	Armature de béton : Fourniture, façonnage, montage, ligature par fil recuit et toutes sujétions	Les ouvrages concernés par l'articles III-2	kg
III-4	Coffrage en bois : -Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical en bois ordinaire ; -Etalement, buttage et toutes sujétions	Les ouvrages concernés par l'articles III-2	m^2
IV	Superstructure		
IV-1	Hérissonnage : Fourniture et pose des hérissons 40/70, y compris toutes sujétions	Rez-de-chaussée	m^2

www.cours-genie-civil.com

IV-2	Béton armé dosé à 350 kg/m^3 : -Fourniture et mise en œuvre du BA coulé entre coffrage ; -Pervibrations et toutes sujétions de fourniture et mise en œuvre	Poteaux, poutres, dalles (terrasse, plancher, balcon), escalier, paillasse	m^3
IV-3	Armature de béton : -Fourniture et mise en œuvre des aciers en HA de différents diamètres ; -Coupe, façonnage, cintrage, mise en place, ligature et toutes sujétions	Les ouvrages concernés par l'articles IV-2	kg
IV-4	Coffrage en bois : -Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical ;	Les ouvrages concernés par l'articles IV-2	m^2

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
	-Etalement, buttage et toutes sujétions		
IV-5	Maçonnerie en briques pleines : Fourniture et mise en œuvre de la maçonnerie au mortier de ciment dosé à 350 kg/m^3, y compris toutes sujétions	Murs intérieurs et extérieurs	m^2
V	Enduit et chape		
V-1	Enduit en mortier de ciment : Fourniture et mise en œuvre d'enduit et chape au mortier de ciment dosé à 350 kg/m^3, dressé, taloché et 15 mm d'épaisseur y compris toutes sujétions	Face intérieures et extérieures de la maçonnerie, faces apparentes des bétons	m^2
VI	Carrelage et revêtement		

www.cours-genie-civil.com

VI-1	Revêtement en grès cérame 30x30 antidérapants : -Carreaux grès cérame antidérapant posé à bain soufflant de mortier dosé à 450 kg/m^3 ; -Garnissage joint par coulis de ciment pur ; -nettoyage à la sciure, enlèvement des gravois ; -Fourniture et sujétions en pose	Salle d'eau et toilette	m^2
VII	Couverture, plafonnage, étanchéité		

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
VII-1	Etanchéité : Mise en œuvre des produits d'étanchéité multicouche, y compris toutes sujétions	Toiture terrasse	m^2
VII-2	Plafond en placo plâtre : Fourniture et pose de plafond en placo plâtre, y compris toutes sujétions	Plafonnage de chaque local	m^2
VII-3	Descente d'eau pluviale en PVC : Fourniture et pose des tuyaux en PVC de diamètre 100 et 80 mm, assemblés par colle spéciale, posés sur collier à contrepartie boulonnée tous les 2 m, y compris toutes les sujétions	Evacuations des eaux pluviales	ml
VIII	Assainissement		
VIII-1	Tuyaux de chute pour eau vanne et eau usée : - Fourniture et pose des tuyaux en PVC de diamètre 100 mm pour eaux vannes et eaux usées ; -Coudes, colliers et toutes sujétions	Canalisations des EV et EU de l'appareil jusqu'au regard	ml

VIII-2	Canalisation en buse de ciment comprimé : -Canalisation en ciment comprimé de 120 mm de diamètre, non armé, vibré à emboitement demi-épaisseur ; -Façonnage de berceau, dressement des pentes, calages ; -Joints de mortier dosé à 350 kg de ciment ; -Toutes sujétions de coupe et raccordement au regard	Evacuation des EU, EV et EP en aval du premier regard de la fosse septique jusqu'à l'égout public	ml
VIII-3	Fosse septique : -Exécution de la fosse septique en BA dosé à 350 kg/m^3 avec hydrofuges de type SIKALITE ; -Les tuyaux droits d'aérations ou tuyaux coudés de distribution et de plongés seront en fibrociment série « assainissement » ;	Fosse septique pour 10 personnes	U

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
	-Mise en place des pierres sèches absorbantes(mâchefer) qui sera considéré comme élément d'épuration ; -Une dalle de fermeture en BA dosée à 350 kg/m^3 et 7 cm d'épaisseur, posée en feuillure, avec anneaux de levage de 10 cm de diamètre scellé au collage		
VIII-4	Regard Fourniture et mise en œuvre du regard de visite en béton armé dosé à 350 kg/m3, d'une épaisseur de 10 cm y compris la dalle de couverture en béton armé de 2 cm d'épaisseur posée en feuillure, avec un anneau de levage scellé au coulage.	Regards pour les EP et EU	U
VIII-5	Puisard Fourniture et mise en œuvre de puisard	Collecte d'eau	U
IX	Plomberie et sanitaire		

www.cours-genie-civil.com

IX-1	Alimentation en eau : -Fourniture et pose de canalisation en acier galvanisé de tout diamètre, y compris mâchons, té, coudes et toutes sujétions ; -Les alimentations en eau auront des sections proportionnelles aux débits nécessaires pour le nombre des appareils afin que ceux-ci aient un parfait fonctionnement	Les canalisations primaires, et secondaires	fft
IX-2	Installation complète de WC à l'anglaise : -Réservoirs de chasses en céramiques de capacité 13 litres ; -Robinets d'arrêt, y compris accessoires et toutes sujétions	Toilettes et salles d'eau	U
IX-3	Receveur douche : Fourniture et pose de receveur de douche en céramique, avec un robinet, y compris accessoires et toutes sujétions	Salle d'eau	U

N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
IX-4	Lavabo en céramique : Fourniture et pose de lavabo en céramique émaillée à visser de dimension 0,60*0,48, y compris robinet, vidange à bouchon avec chaînette siphon et tuyau en PVC pour raccord avec la canalisation des eaux usées ; -Coudes et toutes sujétions	Salle d'eau	U
IX-5	Evier : Fourniture et pose d'éviers en acier inoxydables, y compris accessoires et toutes sujétions	Cuisine	U

www.cours-genie-civil.com

IX-6	Porte savon, porte papier hygiénique, porte serviette, balais, brosse WC : Pose des accessoires sanitaires, y compris toutes sujétions	Salle d'eau et toilette	U
IX-7	Glace de lavabo : Fourniture et pose de glace de lavabo sans biseau de dimension 0,55*0,40 m	Salle d'eau	U
X	Menuiserie en bois		
X-1	Porte pleine 0,90x2,10 m, porte à 2 vantaux 1,5x2,1 m : Fourniture et pose de porte frise à un vantail, sur bâti en bois dur ou équivalent, épaisseur totale 34 mm	Portes intérieures et porte d'entrée principale	U
XI	Menuiserie en aluminium et vitrerie		
XI-1	Porte vitrée en ALU : Fourniture et pose des portes vitrées en ALU de dimension 2x0,75x2,10 m et 0,90x2,10 m	Chambre et terrasse 1	U

	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
XII	Menuiserie métallique		
XII-1	Garde –corps métallique : Garde-corps métallique en tube circulaire ou carré de hauteur 90 cm, y compris toutes sujétions	Terrasse, et escaliers	ml
XIII	Peinture et vitrerie		
XIII-1	Badigeonnage : Badigeonnage à chaux grasse alunée à 2 couches avant la peinture définitive, y compris toutes sujétions	Toutes les surfaces enduites du mur à peindre	m^2

www.cours-genie-civil.com

XIII-2	Peinture vinylique intérieure : Peinture plastique de première qualité, appliquée en 2 couches croisées, y compris les travaux de préparations et toutes sujétions	Surface des murs intérieurs	m^2
XIII-3	Peinture vinylique extérieure : Peinture plastique de première qualité, appliquée en 2 couches croisées, y compris les travaux de préparations et toutes sujétions	Surface des murs extérieurs	m^2
XIV	Electricité		
XIV-1	Tableau de distribution : Fourniture et pose de tableau général de distribution, y compris toutes sujétions	Tableau de compteur	U
N°	Désignations des travaux et description	Concerné	Unité
XIV-2	Tableau secondaire de distribution : Fourniture et pose de tableau secondaire de distribution, y compris disjoncteur, fusibles et toutes sujétions	Distribution du courant à chaque pièce	U
XIV-3	Point lumineux : Fourniture et pose de point lumineux, y compris fil tertiaire, interrupteur et toutes sujétions	Chaque pièce, y compris balcon	U
XIV-4	Prise de courant : Fourniture et pose de prise de courant 2p+T, y compris branchement et toutes sujétions	Tous les locaux	U

www.cours-genie-civil.com

CHAPITRE XII : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

XII.1 Sous détails des prix

XII.1.1 Généralités

Les sous détails des prix sont des étapes à suivre afin de calculer le devis estimatif d'un projet. Le prix est établi, pour une unité d'ouvrage, à partir des temps d'exécution réels. Les contenus d'un document de sous détails de prix sont :

- La main d'œuvre ;
- Les matériaux ;
- Les matériels.

La somme de chaque part donne le déboursé sec et le prix de vente hors taxe est calculé en multipliant le déboursé sec par un coefficient de majoration de déboursé K.

XII.1.2 Coefficient de majoration K_1

Le coefficient de majoration de déboursés K_1 permet de classer l'envergure du projet et du Maître d'œuvre. Il permet alors le classement des entreprises aptes à la réalisation du projet. Le coefficient de déboursé est donné par la relation suivante :

$$K1=\frac{(1+\frac{A1}{100})(1+\frac{A2}{100})}{1-\left[\frac{A3}{100}+(1+TVA)\right]}$$

Dans laquelle :

- A_1 : Frais généraux proportionnels aux déboursés

$A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$

- A_2 : Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient de l'entreprise

$A_1 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$

- A_3 : Frais proportionnel au TVA

www.cours-genie-civil.com

$A_3 = a_9$

- TVA : taxe sur la valeur ajoutée

TVA = 20%

Tableau 41:Coefficient de majoration de déboursé K1

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie	Indice de composition de chaque catégorie (%)
A_1	Frais d'agence et de patente (a1)	3
	Frais de chantier (a_2)	6,5
	Frais d'étude et de laboratoire (a3)	4
	Assurance (a_4)	1
	A1	14,5
A_2	Bénéfice net et impôts sur le bénéfice (a_5)	15
	Aléas techniques (a_6)	2
	Aléas de révision des prix (a_7)	1
	Frais financier (a_8)	1
	A_2	19
A_3	Frais de siège (a_9)	0
	A_3	0
	TVA	20
	K_1	1,4

XII.1.3 Prix unitaire

Le prix unitaire est calculé à l'aide de la formule suivante :

PU = $K_1 \frac{D}{R}$

Avec PU : prix unitaire ;

K_1 : coefficient de déboursé ;

R : Rendement ;

www.cours-genie-civil.com

D : déboursé

XII.1.4Calculs des sous détails des prix

- Béton dosé à 200 kg/m^3

Rendement : 3m^3/j

Tableau 42:: Sous détails de prix de béton de propreté dosé à 200 kg/m3

COMPOSANTE DU PRIX	UNITE	QUANTITE	COUT UNITAIRE	TOTAL (Ar)	
PERSONNEL					
Chef de chantier	HxJ	1	6 500	6 500	
Chef d'équipe	HxJ	1	5 500	5 500	
Ouvriers spécialisés	HxJ	1	3 000	3 000	
Manœuvres	HxJ	6	2 000	12 000	
				Total partiel	27 000
MATERIEL					
Bétonnière	M/J	1	140000,0	140 000	
				Total partiel	140 000
MATERIAUX					
Ciment	kg	600	800	480 000	
Sable	m3	1,35	12 000	16200	
Gravillons	m3	3,15	31 000	97650	
				Total partiel	593 750
				Total Déboursé sec D	760 750
				Prix unitaire KxD/R	355 017

- Béton armé dosé à 350 kg/m^3

Rendement : 4 m^3/j

Tableau 43:: Sous détails de prix de béton armée dosé à 350 kg/m3

COMPOSANTE DU PRIX	UNITE	QUANTITE	COUT UNITAIRE	TOTAL (Ar)	
PERSONNEL					
Chef de chantier	HxJ	1	6 500	6 500	
Chef d'équipe	HxJ	1	5 500	5 500	
Ouvriers spécialisés	HxJ	2	3 000	6 000	
Manœuvres	HxJ	6	2 000	12 000	
				Total partiel	30 000
MATERIEL					
Bétonnière	M/J	1	140 000	140 000	
Pervibrateur	M/J	1	45 000	45 000	
				Total partiel	185 000
MATERIAUX					
Ciment	kg	1400	800	1 120 000	
Sable	m3	1,6	12 000	19 200	
Gravillons	m3	3,2	31 000	99 200	
				Total partiel	1 238 400
			Total Déboursé sec D		1 453 400
			Prix unitaire KxD/R		508 690

- Coffrage en bois

Rendement : 17,5 m^2/j

Tableau 44:: Sous détails de prix coffrage en bois

COMPOSANTE DU PRIX	UNITE	QUANTITE	COUT UNITAIRE	TOTAL (Ar)	
PERSONNEL					
Chef de chantier	HxJ	1	6 500	6 500	

Chef d'équipe	HxJ	1	5 500	5 500	
Ouvriers spécialisés	HxJ	4	3 000	12 000	
Manœuvres	HxJ	3	2 000	6 000	
				Total patiel	30 000
MATERIAUX					
Planches	U	30	10 000	300 000	
Bois carré	U	11	3 000	33 000	
Bois ronds	U	70	2 500	175 000	
Pointes	kg	3	5 000	15 000	
				Total partiel	523 000
			Total Déboursé sec D		553 000
			Prix unitaire KxD/R		44 240

- Armature en acier

Rendement : 100 kg/j

Tableau 45:: Sous détails de prix des armatures en acier

COMPOSANTE DU PRIX	UNITE	QUANTITE	COUT UNITAIRE	TOTAL (Ar)	
PERSONNEL					
Chef de chantier	HxJ	1	6 500	6 500	
Chef d'équipe	HxJ	1	5 500	5 500	
Ouvriers spécialisés	HxJ	3	3 000	9 000	
Manœuvres	HxJ	2	2 000	4 000	
				Total partiel	25 000
MATERIAUX					
Acier	kg	100	10 000	1 000 000	
Fil recuit	kg	5	3 000	15 000	
				Total partiel	1 015 000
			Total Déboursé sec D		1 040 000
			Prix unitaire KxD/R		14 560

www.cours-genie-civil.com

XII.2 Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage

Le devis descriptif nous donne une indication pour établir le devis le devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage.

Tableau 46:: Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage

Réf	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (Ariary)	Montant (Ariary)
I	Installation de chantier				
I-1	Installation de chantier	fft	1	14 498 258	14 498 258
I-2	Repli de chantier	fft	1	9 662 840	9 662 840
				Sous total HT en Ariary	24 161 098
II	Terrassement				
II-1	Décapage et nettoyage du sol	m2	108.50	1 500,00	162 729
II-2	Exécution des fouilles				
	Fouilles en rigole	m3	13.46	3 500,00	41 133.4
	Fouilles en excavation	m3	67.20	3 800,00	255 360
II-3	Evacuation des terres excédentaires	m3	112.94	50 000,00	5 646 666
				Sous total HT en Ariary	6 115 888
III	Infrastructure				
III-1	Béton dosé à 200 kg/m3	m3	1.4	305 946,67	428 324.4

III-2	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	26.98	511 210,00	13 795 854
III-3	Armature en acier	kg	957.20	14 574,00	13 950 032
III-4	Coffrage en bois	m2	161.92	44 640,00	7 228 108
				Sous total HT en Ariary	35 402 618
IV	Superstructure				
IV-1	Hérissonnage	m3	17.26	32 000,00	552 320
IV-2	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	70.8	511 210,00	36 193 668
IV-3	Armature en acier	kg	5731.30	14 574,00	83 527 577
IV-4	Coffrage en bois	m2	551.5	44 640,00	24 617 174
IV-5	Maçonnerie de brique pleine				
	Maçonnerie en brique pleine, mur 22	m2	610.4	3 650,00	2 227 960
				Sous total HT en Ariary	2 227 960
V	Enduit et chape				
V-1	Enduit en mortier de ciment	m2	1 220.8	5 000,00	6 104 000
				Sous total HT en Ariary	6 104 000
VI	Carrelage et revêtement				
VI-1	Revêtement en grès cérame	m2	18.25	55 000,00	1 003 934

	antidérapant 30x30				
VI-2	Revêtement en grès cérame 30x30	m2	225.08	55 000,00	12 379 400
VI-3	Plinthe en bois palissandre	m2	21.27	17 500,00	372 167
				Sous total HT en Ariary	13 755 500
VII	Couverture, plafonnage, étanchéité				
VII1	Etanchéité	m2	177,35	8 500,00	1 507 475,00
VII2	Plafond en placo plâtre	m2	419,76	15 700,00	6 590 232,00
VII3	Descente d'eau pluviale en PVC	ml	13,50	15 000,00	202 500,00
				Sous total HT en Ariary	8 300 207,00
VIII	Assainissement				
VIII1	Tuyau de chute pour EU et EV	ml	36,90	15 700,00	579 330,00
VIII2	Canalisation en buse de ciment comprimé	ml	21,05	24 000,00	505 200,00
VIII3	Fosse septique	u	1,00	5 750 0 000,00	5 750 000,00
				Sous total HT en Ariary	6 834 530, 00
IX	Plomberie et sanitaire				

IX-1	Alimentation en eau	fft	1	1 920 000,00	1 920 000,00
IX-2	Installation de WC à l'anglaise	u	2	160 000,00	320 000
IX-4	Lavabo en céramique	u	4	220 000,00	880 000,00
IX-5	Evier	u	1	115 000,00	115 000
IX-6	Porte savon, porte papier hygiénique, porte serviette	u	6	5 500,00	33 000
IX-7	Glace de lavabo	u	4	60 000,00	240 000,00
				Sous total HT en Ariary	3 508 000
X	Menuiserie en bois				
X- 1	Porte pleine 0,90x2,10	u	4	145 000,00	290 000
	Porte pleine0.63x2.10	u	4	140 000	560 000
	Porte à 2 vantaux 1,5x2,10	u	1	210 000,00	210 000,00
				Sous total HT en Ariary	1 600 000
XI	Menuiserie en aluminium				
XI-1	porte vitrée en Alu				
	Dimension 0,9x2,10	u	5	240 000,00	1 200 000
XI-2	Fenêtre vitr2E en alu coulissantes				

	Dimension 1.5x1,5	u	6	390 000,00	2 340 000
	Dimension 2x1.5	u	2	420 000	840 000
				Sous total HT en Ariary	4 380 000
XII	Peinture et vitrerie				
XII1	Badigeonnage	m2	1220.80	1 500,00	1 831 200
XII2	Peinture vinylique intérieure	m2	576.08	7 200,00	4 147 776
XII3	Peinture vinylique extérieure	m2	644.72	7 200,00	4 641 984
				Sous total HT en Ariary	10 620 960
XIII	Electricité				
564 026XIII -1	Tableau de distribution	u	1	240 000,00	240 000,00
XIII -2	Tableau de distribution secondaire	u	3	210 000,00	630 000,00
XIII -4	Point lumineux	u	20	28 000,00	560 000
XIII -5	Prise de courant	u	9	8 000,00	72 000,00
				Sous total HT en Ariary	1 502 000

www.cours-genie-civil.com

Tableau 47:Coup total de l'ouvrage

Désignation	Montant (Ariary)
Installation de chantier	24 161 098
Terrassement	6 115 888
Infrastructure	35 402 618
Superstructure	24 617 174
Enduit et Chape	6 104 00
Carrelage et revêtement	13 755 500
Couverture, plafonnage, étanchéité	8 300 207
Assainissement	6 834 530,00
Plomberie et sanitaire	3 508 000
Menuiserie en bois	1 600 000
Menuiserie en Aluminium	4 380 000
Peinture	10 620 960
Electricité	1 502 000
Total sans TVA	136 801 405
TVA	27 360 81
Total + TVA	164 161 686
Prix au mètre carré	1 623 259

Arrondi à :

- Total sans TVA 136 801 405 Ariary ;
- TVA: 27 360 281 Ariary ; ➢ Total + TVA : 164 161 686 Ariary ;
- Prix au mètre carré : 1 623 259 Ariary.

Arrêté le présent détail quantitatif et estimatif à la somme de **cent soixante-quatre million cent soixante-un mille six cent quatre-vingt-six Ariary (164 161 686 Ariary)** soit un coût de **un million six cent vingt-trois mille deux cent cinquante-neuf Ariary (1 623 259Ariary)** par mètre carré y compris la TVA à un taux de **vingt pour cent (20%)** pour un

www.cours-genie-civil.com

monta nt de **vingt-sept million trois cent soixante mille deux cent quatre-vingt-un Ariary(27 360 281Ariary).**

www.cours-genie-civil.com

CONCLUSION :

En termes de conclusion il est nécessaire de rappeler que le présent travail s'est focalisé sur l'étude de la construction d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation sis à Ikianja dans la commune d'Ambohimangakely. L'accomplissement de ce cette étude nous a permis de réaliser qu'il fallait ouvrir un nouvel angle de perspective afin de trouver la bonne solution concernant cette forte croissance démographique dans la ville d'Antananarivo. C'est pour cela que ce logement décrite précédemment a été conçu en partant d'une bonne base de connaissance et en respectant les normes dans la construction connue sous le nom de règle de l'art.

D'abord, la première partie était basée sur l'analyse de la faisabilité du projet suivant les règles de la construction architecturale en prenant en compte les conforts et la sécurité dans le bâtiment.

Au cours de l'étude technique ainsi faite on a pu examiner les grandes étapes de la réalisation d'une habitation. Pour les calculs de dimensionnement de l'infrastructure et la superstructure de l'ouvrage, on doit maitriser les paramètres et les éléments fondamentale afin d'évité la rencontre des difficultés.

Ensuite, en ce qui concerne la mise en œuvre, la maitrise des technologies de hautes pointes est un grand atout afin d'accélérer la construction sans oublier les connaissances théoriques et l'expériences des personnels sur chantier.

En fin, la dernière partie nous aide à l'estimation du prix de la construction du début jusqu'à la fin du chantier. De ce fait, on peut voir la grandeur et le nombres des techniques qu'il faut afin de réaliser une telle résidence pour ne pas perdre ou de faire des faut dépenses qui pourrait couter chère, mais aussi d'éviter des dégâts humains.

Brièvement, cet ouvrage est le fruit de trois années d'étude à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Anatananarivo ; Ainsi, en tant qu'étudiant et futur ingénieur du Génie Civil, on a pu apprendre les logiciels et les méthodes de calcul couramment utiliser dans le domaine.

Nous espérons que ce projet pourrait apporter une bonne base de connaissances pour ce qui sont passionnés par le monde de l'architecture et de l'ingénierie à titre des étudiant en Bâtiment et travaux public.

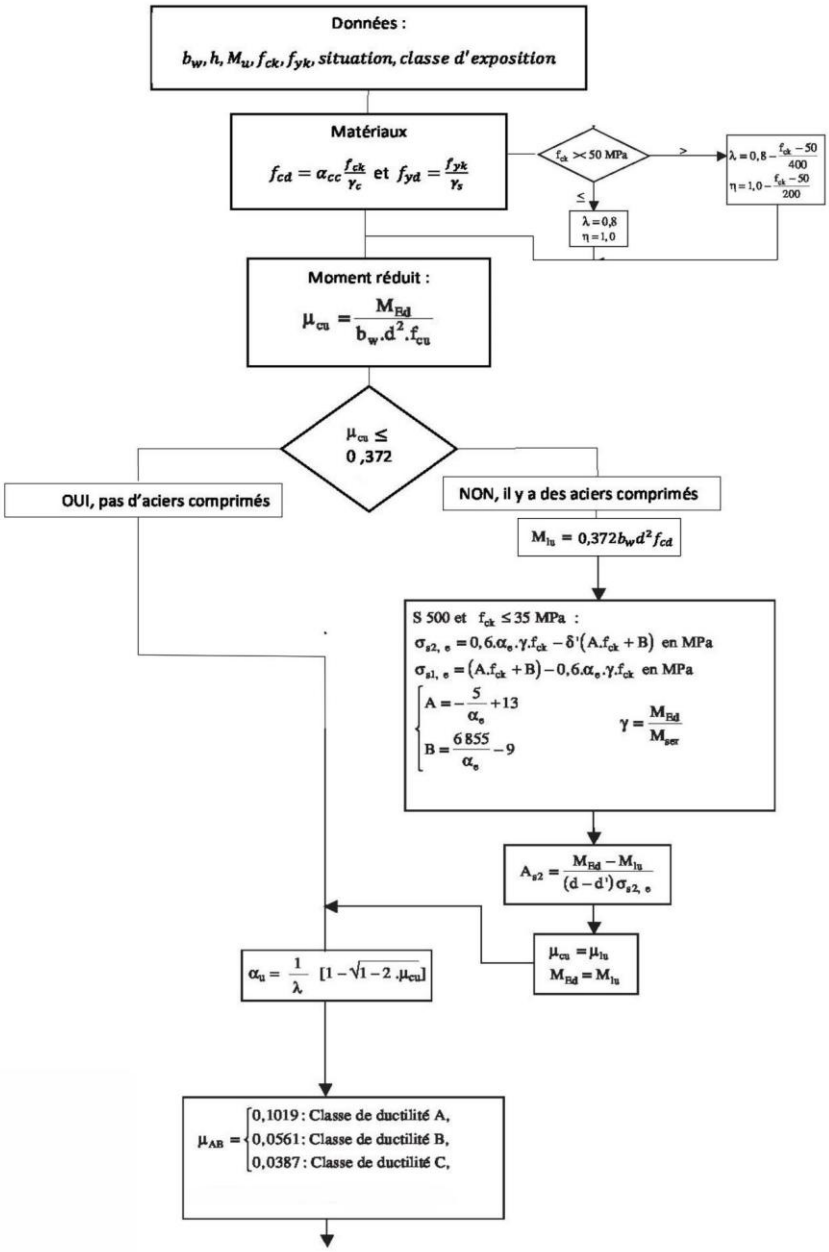
www.cours-genie-civil.com

ANNEXES

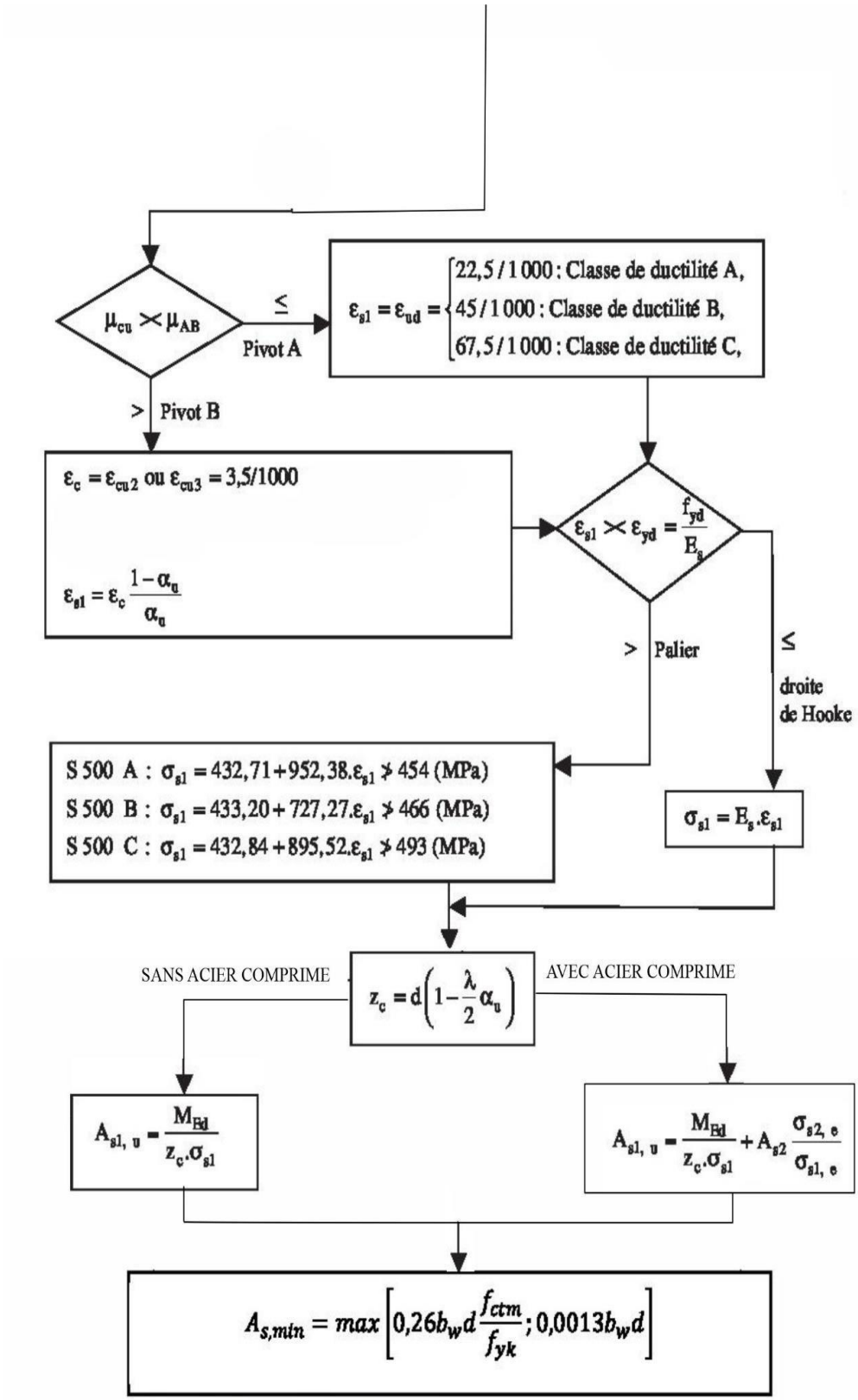
www.cours-genie-civil.com

ANNEXE I. ORGANIGRAMME DE CALCUL

I.1 ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ELEMENTS SOUMIS EN FLEXION SIMPLE A L'ELU :



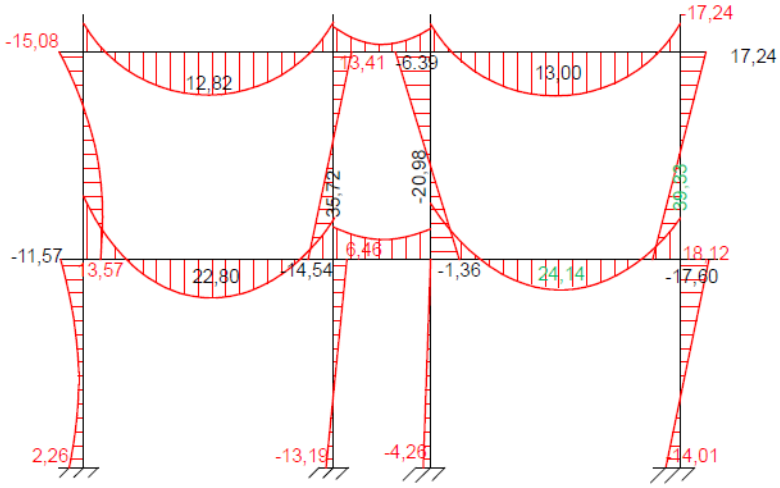
www.cours-genie-civil.com



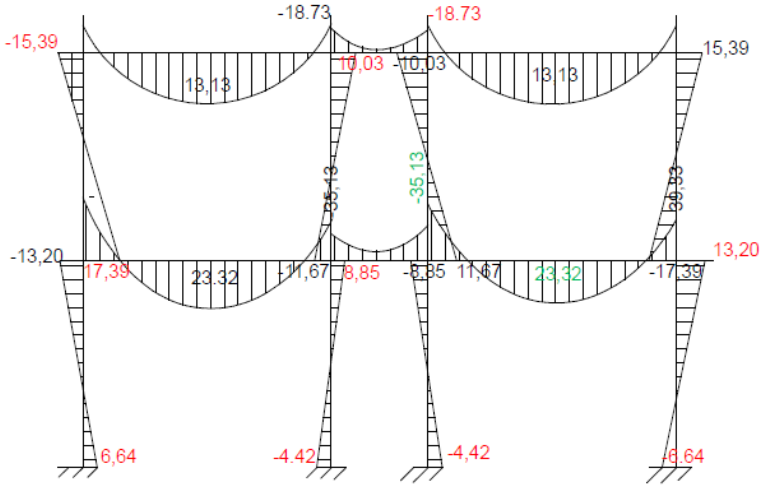
www.cours-genie-civil.com

ANNEXE II. COURBES DES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS.

II.1 COURBES DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELU

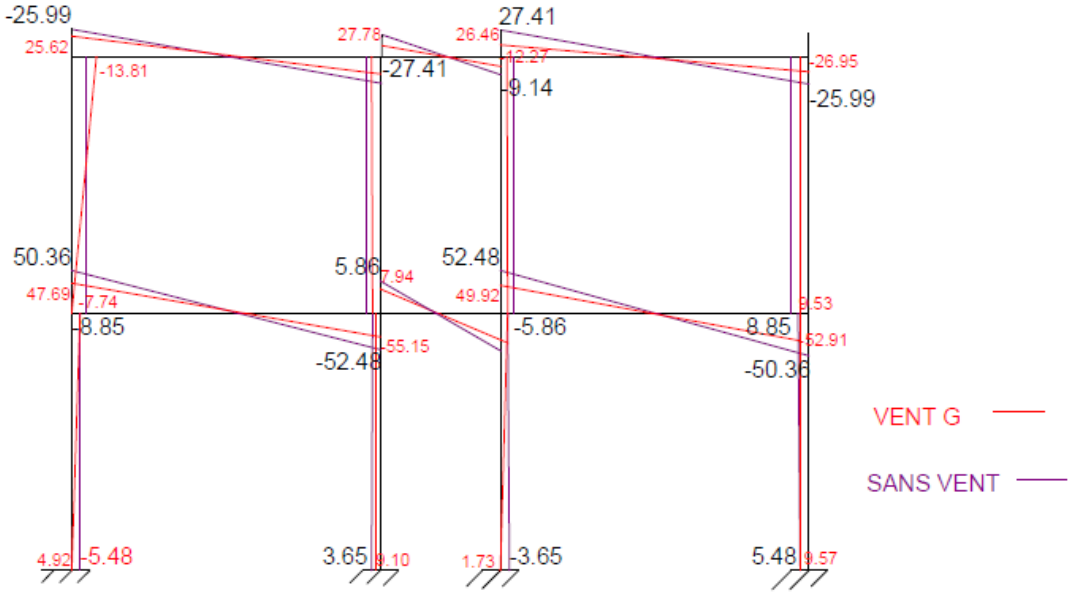


II.2 COURBE DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELS :

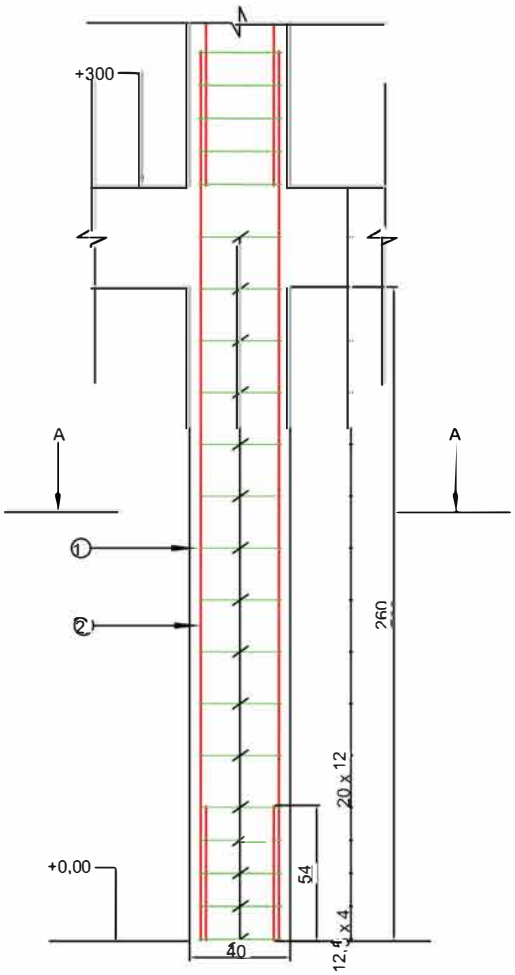


II.3 COURBE DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU :

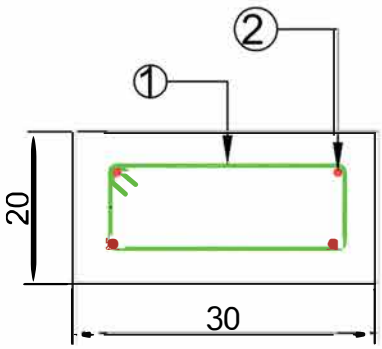
www.cours-genie-civil.com



www.cours-genie-civil.com



Coupe A-A

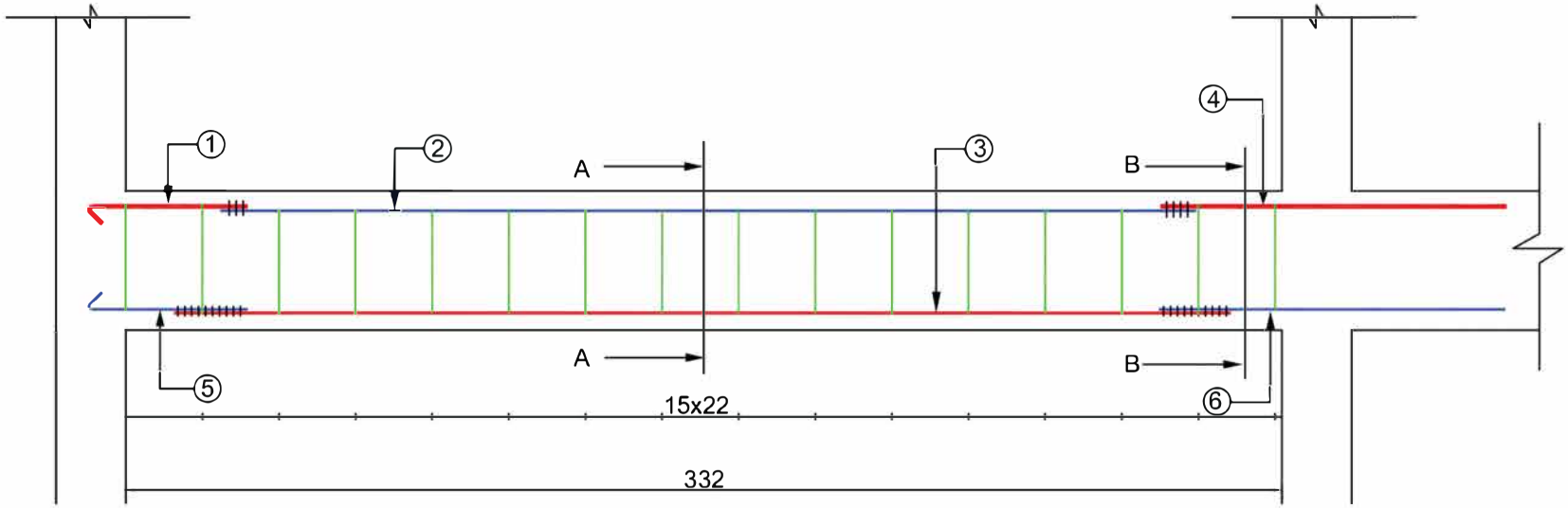


Nomenclature des aciers			
N° acier	Nombre	Diamètre	Forme
1	16	HA6	31 9
2	4	HA10	354

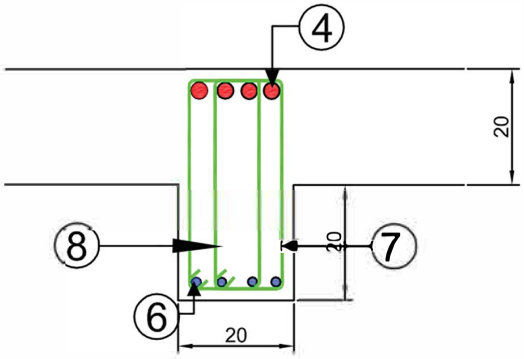
PLAN DE FERRAILLAGE DU POTEAU

ECHELLE COUPE A-A : 1/100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

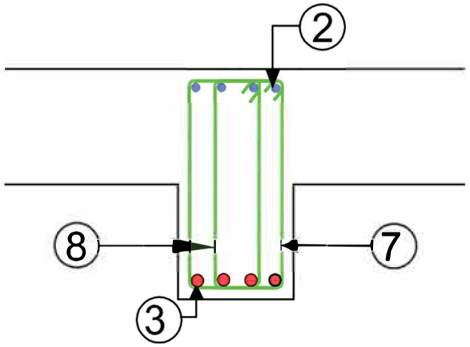
www.cours-genie-civil.com



Coupe B-B



Coupe A-A



NOMENCLATURE			
N°	ARMATURE	FORME	LONGUEUR (cm)
1	4HA14		42
2	4HA8		280
3	4HA10		300
4	4HA14		104
5	4HA8		42
6	4HA8		104
7	16HA6		84
8	16HA6		68

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

ESPA

STEPHANO

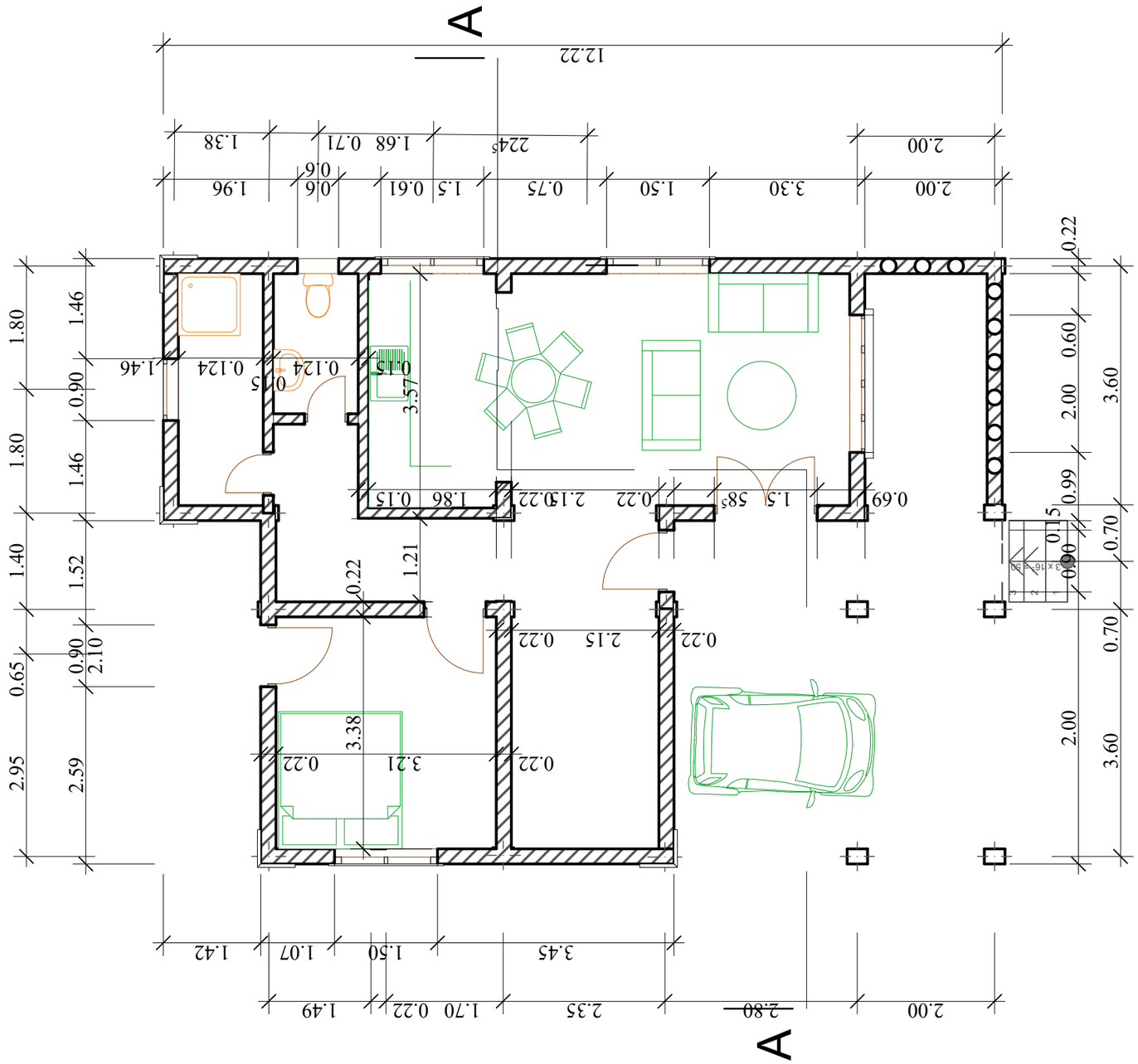
OCT 2022

www.cours-genie-civil.com

ANNEXE IV : PLAN ARCHITECTURALE

PLAN DE SITUATION

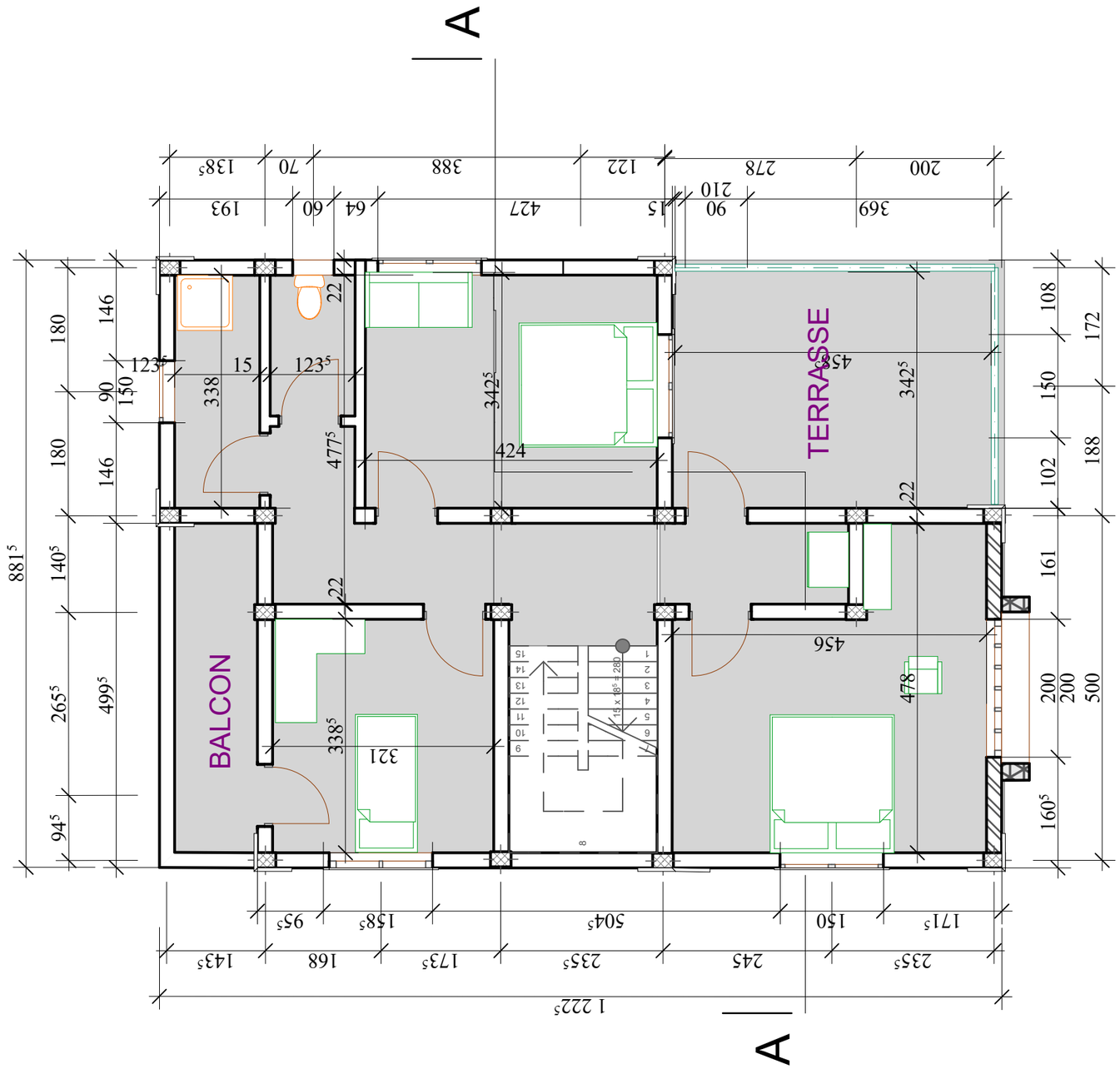
www.cours-genie-civil.com



PLAN DE LA RDC

Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com



PLAN DE L'ETAGE

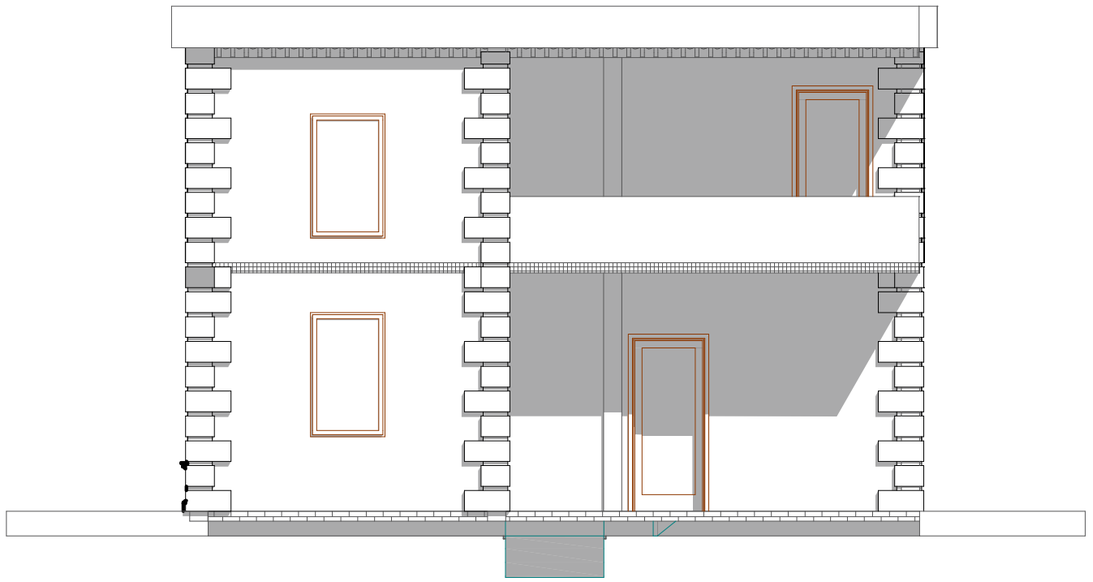
Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com

FACADE PRINCIPALE

Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com



FACADE POSTERIEURE

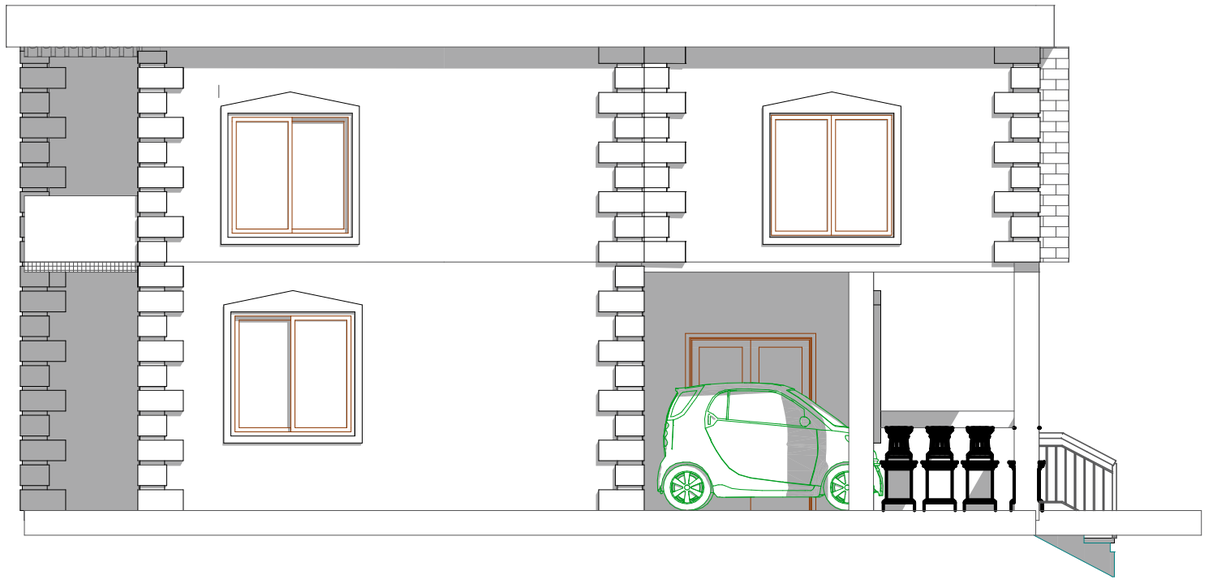
Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com

FACADE LATERALE DROITE

Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

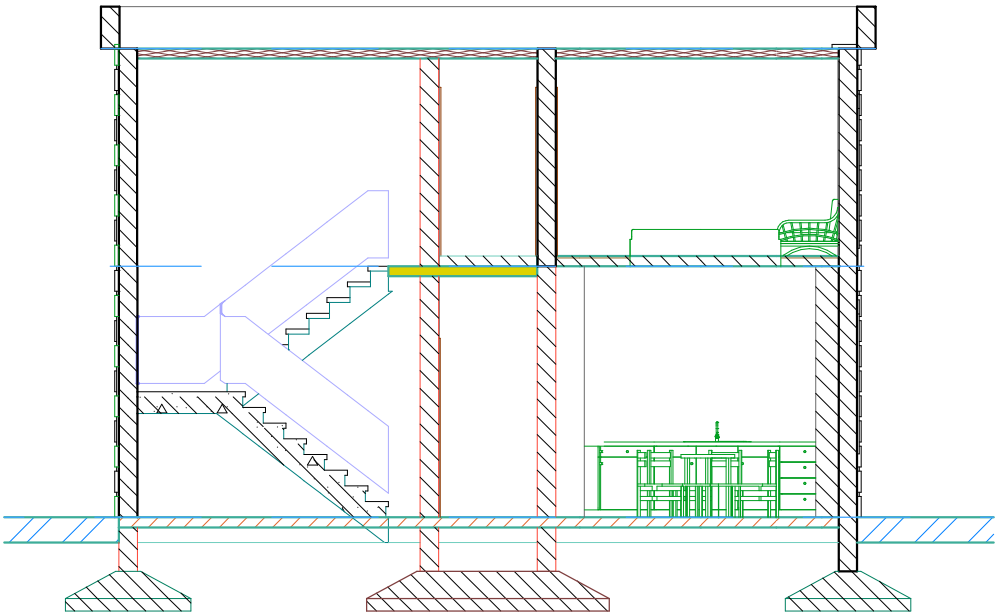
www.cours-genie-civil.com



FACADE LATERALE GAUCHE

Echelle 1:100	ESPA
STEPHANO	
OCT 2022	

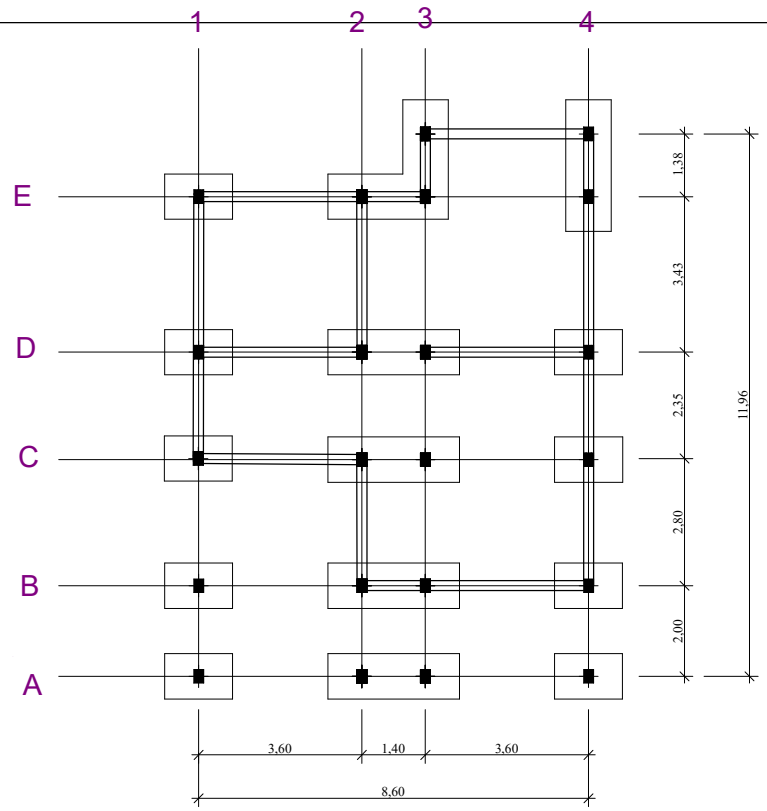
www.cours-genie-civil.com



PLAN DE COUPE A-A

ECHELLE 1:75	ESPA
RAVALISON JULES STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com



PLAN DE FONDATION

ECHELLE 1:100	ESPA
RAVALISON JULES STEPHANO	
OCT 2022	

www.cours-genie-civil.com

Nom : RAVALISON

Prénoms : Jules Stephano

Adresse : Lot 69 A Ter Ikianja Ambohimangakely

Téléphone : 034 16 831 76

e-mail : ravalisostephano@gmail.com

Titre :

« ETUDE DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT R+1 À USAGE MIXTE SIS À IKIANJA AMBOHIMANGAKELY »

Nombre de pages : 149

Nombre de tableaux : 53

Nombre de figure : 27

RESUME

Ce mémoire concerne l'étude du projet de construction d'un bâtiment R+1 pour usage d'habitation constituant un étage et un rez-de-chaussée. Toute au long de l'étude , les normes Eurocode ont été suivi à la lettre par respect de la règle de l'art. La croissance démographique remarquer dans la capitale justifie bien la nécessité de ce projet afin de contribuer à la résolution de cette handicape majeur du développement. Ce logement d'un étage répond les d'habitabilité et de confort des usagés.

La réalisation de ce projet va apporter une extension de la grande ville , ainsi vise à repartir la population Tananarivienne.

L'étude comporte 4 partie dont la première consiste à l'évaluation environnementale du projet en analysant les donnés statistique et géographique de la région d'implantation. La deuxième s'intéresse generalement sur les étude technique suivie de la technologie de mise en œuvre et finalement par l'évaluation financière du projet.

Rubrique : Bâtiment

Mots clés : projet, béton armé, extension, Eurocode,methode de CROSS

Encadreur : Monsieur ANDRIANOMANANA Lova Miary, Enseignant à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo