

SOMMAIRE

REMERCIEMENT

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION

Partie 1 : ENVIRONNEMENT DU PROJET

Chapitre I. GENERALITES SUR LE PROJET

Chapitre II. ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

Chapitre III. JUSTIFICATION DU PROJET

Partie 2 : ETUDE TECHNIQUE

Chapitre I. ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre II. PREDIMENTIONNEMENT

Chapitre III. DESCENTE DES CHARGES

Chapitre IV. CALCUL DES STRUCTURES

Chapitre V. DIMMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME

Chapitre VI. TECHNOLOGIE DE MISE EN OEUVRE

Partie 3: EVALUATION FINANCIERE

Chapitre I. DEVIS DESCRIPTIF

Chapitre II. SOUS DETAIL DES PRIX

Chapitre III. DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE et WEBOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES ABBREVIATIONS ET ANNOTATIONS

1-ABREVIATIONS

ALU	: Aluminium ;
Ar	: Ariary ;
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites ;
BTP	: Bâtiment et Travaux Publics ;
CEM	: Ciment ;
CUA	: Commune Urbaine d'Antananarivo ;
ELS	: Etat Limite de Service ;
ELU	: Etat Limite Ultime ;
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo ;
Fft	: Forfaitaire ;
FPP	: Fissuration Peu Préjudiciable ;
FTP	: Fissuration Très Préjudiciable ;
h	: Heure ;
HA	: Aciers à Haute Adhérence ;
Hj	: Homme-jour ;
JIRAMA	: Jiro sy Rano Malagasy ;
PVC	: Polychlorure de Vinyle ;
RDC	: Rez-de-chaussée ;
TTC	: Toutes Taxes Comprises ;
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajoutée ;
WC	: Water Closet.

2-NOTATIONS

A-NOTATION EN MAJUSCULE ROMAINES :

- A_{sx} : Aciers principaux ;
 A_{sy} : Aciers de répartition ;
 A_{max} : Section maximale d'armature ;
 A_{min} : Section minimale d'armature ;
 A_{th} : Section théorique d'acier ;
 L_f : Longueur de flambement ;
A : section d'acières tendus en travée ;
a : La largeur de la semelle ;
B : Aire de la section du poteau ;
b : La longueur de la semelle ;
B : Section du béton ;
Br : Surface réduite ;
G : Action permanente ;
H : La hauteur du bâtiment ;
I : Moment d'inertie ;
M_o : moment isostatique dans la poutre ;
M_t : moment maximal en travée ;
M_u : Moment fléchissant à l'ELU ;
N_u : Effort tranchant à l'ELU ;
S : Aire de la section ;
W : action du vent.

B-NOTATION EN MINUSCULES ROMAINES :

- a : la plus petite dimension du poteau;
- b : La plus grande dimension du poteau ;
- Ch : Effet de hauteur ;
- Cm : Effet de masque ;
- Cs : Effet du site ;
- f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU ;
- f_{c28}, f_{t28} : Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de 28 jours ;
- f_{ed} : Contrainte de l'acier à l'ELU ;
- k : Coefficient de réducteur ;
- l_o : Hauteur d'étage ;
- l_r : Longueur de recouvrement ;
- max : Maximal ;
- min : Minimal ;
- st : Espacement des cours d'armatures transversales ;
- s_{t0} : Espacement initial ;

C-NOTATION EN MAJUSCULES GRECQUES :

- Φl : Diamètre des armatures longitudinales ;
- Φt : Diamètre des armatures transversales.

D-NOTATION EN MINUSCULES GRECQUES :

- 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 : Elancement ;
- μ (ou μ_{bu}) : Moment réduit ultime
- μ_{lu} : Moment réduit limite ultime ;
- σ : Contrainte normale en général ;
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton ;
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier ;
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle ;
- τ_{ulim} : Contrainte tangente limite.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Hauteur de pluie et température d'Antananarivo en 2014	4
Tableau 2: Hauteur de pluie et température d'Antananarivo en 2013	4
Tableau 3: Répartition de la population dans chaque arrondissement	6
Tableau 4: Nombre de marché en plein air.....	8
Tableau 5: Section des poutres.....	22
Tableau 6: Section des poteaux.....	23
Tableau 7: Charges permanentes.....	26
Tableau 8: Descente des charges permanentes du poteau1	27
Tableau 9: Descente des charges permanentes du poteau2.....	28
Tableau 10: Descente des charges permanentes du poteau3.....	28
Tableau 11: Descente des charges permanentes du poteau4.....	30
Tableau 12: Récapitulation des charges permanentes.....	31
Tableau 13: Surcharge par m^2	31
Tableau 14: Surcharges sur chaque surface	31
Tableau 15: Récapitulation des surcharges d'exploitation	32
Tableau 16: Valeur du coefficient de site C_s	33
Tableau 17: Valeurs maximale de $C_e - C_i$	37
Tableau 18: Sections si (m^2).....	38
Tableau 19: Distances respectives des poteaux.....	38
Tableau 20: Le moment d'inertie I_g [m^4].....	38
Tableau 21: Efforts dus au vent.....	40
Tableau 22: Efforts dus au séisme.....	40
Tableau 23: Poteau1	41
Tableau 24: Poteau2	42
Tableau 25: Poteau3	42
Tableau 26: Poteau4	43
Tableau 27: Valeurs numériques de I en [m^4] pour les portiques.	47
Tableau 28: Récapitulation des valeurs du moment fléchissant à l'ELU	48
Tableau 29: Récapitulation des valeurs du moment fléchissant à l'ELS	49
Tableau 30: Récapitulation des efforts tranchants en travée.....	49
Tableau 31: Récapitulation des efforts tranchants en travée.....	50
Tableau 32: Sections des armatures longitudinales pour chaque poutre de la travée étudié	60

Tableau 33: Sections des armatures longitudinales pour chaque appui	60
Tableau 34: Section des armatures en travées.....	61
Tableau 35: Dimension des granulats	84
Tableau 36: Caractéristiques des gravillons 5/15 et 15/25.....	86
Tableau 37: Les différents types d'adjuvants.....	86
Tableau 38: Principaux domaines d'utilisation :.....	88
Tableau 39: Caractéristiques générales de l'acier Fe E 400.....	89
Tableau 40: Consistance du béton.....	92
Tableau 41: Masse volumique des composantes du béton.....	95
Tableau 42: Description des travaux.....	111
Tableau 43: Valeur coefficient de déboursé.....	115
Tableau 44:Sous détail de prix du béton dosé à 350kg/m3.....	116
Tableau 45: Sous détail des prix d'armature FE E400.....	117
Tableau 46: Sous détail de prix du coffrage en bois	117
Tableau 47: Sous détail de prix de l'enduit de ciment dosé à 300kg/m3	118
Tableau 48: Détail quantitatif et estimatif.....	119

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Analamanga	3
Figure 2 : Région d'Analamanga	11
Figure 3: Situation du projet.....	11
Figure 4: Organisation fonctionnelle du RDC	13
Figure 5: Organisation fonctionnelle du R+1.....	13
Figure 6: Organisation fonctionnelle du R+2.....	14
Figure 7:Organnisation fonctionnelle du R+3.....	14
Figure 8: File à etudier	25
Figure 9: Representation des niveaux a étudier	26
Figure 10: Vent face à la grande face.....	36
Figure 11: Vent face à la petite face.....	37
Figure 12: Position par rapport au centre de gravité	39
Figure 13: Modelisation des charges à l'ELU [daN/ml].....	45
Figure 14: Modelisation des charges à l'ELS[daN/ml]	46
Figure 15: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU [kN.m].....	51
Figure 16: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS [kN/m]	52
Figure 17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU [kN.m]	53
Figure 18: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS [kN.m].....	54
Figure 19 : Schéma d'une poutre rectangulaire avec double armature.....	59
Figure 20: Coupe longitudinale de la poutre	66
Figure 21: Coupe transversale d'une poutre	67
Figure 22: Coupe longitudinale du poteau P9	72
Figure 23: Coupe transversale du poteau P9 et nomenclature des aciers.....	72
Figure 24: Coupe de la dalle	78
Figure 25: Armatures des fondations sur semelles isolées [cm]	81
Figure 26 Façonnage des armatures	90
Figure 27: Assemblage.....	91
Figure 28: Essai brésilien	93
Figure 29: Traction- flexion	94
Figure 30 : Malaxage.....	96
Figure 31: Cale en béton	97
Figure 32 : Vibration par pervibrateur	98

Figure 33 : Talochage.....	99
Figure 34: Protection des coffrages.....	100
Figure 35: Fouille	102
Figure 36: Mise en place des armatures	103
Figure 37: Coulage de beton	104
Figure 38: Mise en place le l'armature	105
Figure 39: Coffrage du poteau	106
Figure 40: Coffrage de fond	107
Figure 41: Coffrage de la dalle.....	108
Figure 42: Ferrailage de la dalle.....	109

INTRODUCTION GENERALE

Madagascar est considéré comme pays en voie de développement. Le Génie Civil est l'une des filières en plein essor, en particulier celle du Bâtiment et Travaux publics. Les pratiquants de ce domaine ne cessent d'augmenter.

Nous pensons que l'étude complétée par l'expérience est vraiment nécessaire pour mener à terme la conception et la construction d'un bâtiment.

Un bâtiment est un abri, un lieu de travail ; il représente le niveau de vie, son architecture exprime le talent de conception, et sa longue durée de vie reflète les bonnes études techniques y afférentes.

Ainsi, notre travail aura pour thème « contribution à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation R+3 sis à Ivandry, commune urbaine d'Antananarivo ».

Pour ce faire, nous avons utilisé nos connaissances, le fruit de ce que nous ont été enseigné durant ces trois années d'étude passées à l'ESPA et les expériences acquises pendant les divers stages au cours de notre formation.

Pour cela, le travail comprendra quatre grandes parties dont :

- La première traitera l'étude socio-économique
- La seconde détaillera les études techniques
- La troisième partie traitera la technologie de mise en œuvre
- La quatrième et dernière partie sera consacrée pour l'étude financière

PARTIE I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LA VILLE D'ANTANANARIVO

I.1 Situation géographique :

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. Les routes nationales qui la traversent situent son chef-lieu à 356 km de celui d'Atsinanana (Toamasina), à 588 km de celui du Boeny (Mahajanga), à 160 km de celui du Vakinankaratra (Antsirabe), puis à 205 km de celui du Bongolava (Tsiroanomandidy).

Compte tenu de sa position géographique, Analamanga ne dispose pas de sortie vers la mer. Elle est subdivisée en cent trente-quatre (134) communes regroupées dans treize districts (13) à savoir les 6 districts d'Antananarivo Renivohitra, Antananarivo Atsimondrano, Antananarivo Avaradrano, Manjakandriana, Ambohidratrimo, Andramasina, Anjozorobe, Ankazobe. Antananarivo Renivohitra est la Capitale de la Région Analamanga. Elle héberge les dispositifs centraux de l'administration étatique du pays, les représentants diplomatiques étrangers, ainsi que les sièges de la plupart des organismes d'appui et bailleurs de fonds. La Commune Urbaine d'Antananarivo connaît un statut spécial, du fait de sa division en six arrondissements. Ambohidratrimo, par le biais de la commune d'Ivato Aéroport (située à 15 km du centre-ville d'Antananarivo), constitue la principale porte d'entrée par voie aérienne de Madagascar.

Antananarivo, capitale de Madagascar est situé sur le plateau d'Imerina entre 1200 et 1500 m d'altitude. Elle se situe dans la plaine de Betsimitatatra à 18°65'22" latitude sud et à 45°11'50" longitude Est.

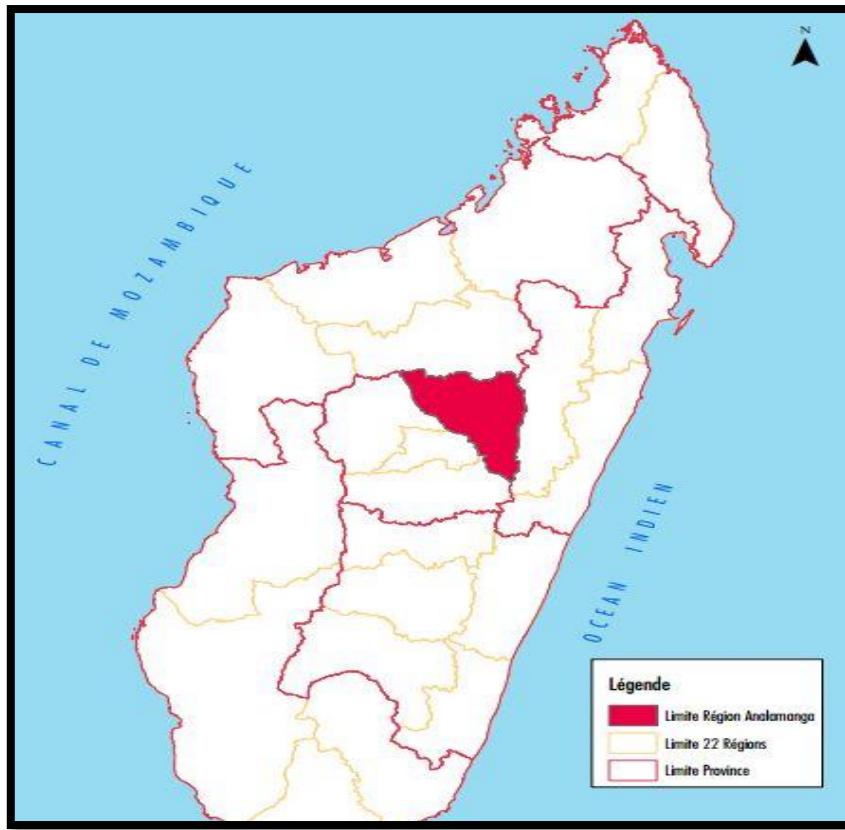


Figure 1 : Analamanga

Echelle : 1/200 000

Source : Google map

Ses délimitations sont :

- Au Nord → Antananarivo Avaradrano
- Au Sud → Antananarivo Atsimondrano
- A l'ouest → Ambohidratrimo

I.2 Situation Administrative :

Antananarivo compte 3 sous-préfectures dont :

- Antananarivo Avaradrano : il contient actuellement 20 communes
- Antananarivo Atsimondrano : il contient 17 communes
- Antananarivo Renivohitra : contient 6 arrondissements

I.3 Climat :

Le climat tropical d'Antananarivo est caractérisé par des hivers frais et secs ainsi que des étés chaud et pluvieux. La température a déjà connu une baisse atteignant 8°C en mai 2016, et la saison chaude compte de 19 à 27°C. La hauteur de pluie ainsi que les températures pour Antananarivo sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1: Hauteur de pluie et température d'Antananarivo en 2014

	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
PLUIES [mm]	256,6	221,5	74,9	0,1	2,8	1,1	13	2,2	2,1	26,7	201,7	388,9
NBR JOURS	21	19	9	1	3	1	8	3	3	4	15	21
T° MAX [°C]	25,8	26,2	26,1	25,1	23	20,9	19,3	22,1	23,6	28,1	27,7	27,4
T° MIN [°C]	17,8	17,6	16,9	15,2	13,3	11,6	11,5	11,4	12	15,4	16,6	17,7

Source : Direction Générale de la météorologie d'Antananarivo 2014

Tableau 2: Hauteur de pluie et température d'Antananarivo en 2013

	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
PLUIES [mm]	281,1	190,4	163,4	51,9	24,6	8,1	0	0,1	0,1	105,1	223,2	306,2
NBR JOURS	17	22	14	5	4	5	0	1	1	8	16	17
T° MAX [°C]	26,8	26,1	26,1	24,8	23,3	20,1	20,2	20,9	24,6	25,3	28,7	27,3
T° MIN [°C]	17	17,9	17,4	15,5	14,3	10,1	10,5	10,1	12	14,6	17	17,3

Source : Direction Générale de la météorologie d'Antananarivo 2013

D'après ces tableaux, on peut voir que la température minimale pour Antananarivo se présente en mois de Juin, descendant jusqu'à 10,1°C et la maximale en mois de Novembre atteignant les 28°C. On peut donc en conclure que l'hiver commence au mois d'Avril à Octobre et l'été de Novembre à Mars. Il est à noter que 80% des précipitations annuelles tombent pendant la saison des pluies et les 20% arrivent sous forme de brume, brouillard et de crachins. L'intensité de pluie durant la saison humide ainsi que les défauts d'irrigations provoquent chaque année des inondations des parties basses de la ville.

I.4 Milieu Physique :

1) 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 de l'Imerina Est. A l'Ouest, il y a les plaines d'Antananarivo, dont l'aménagement commençait au temps de la royaute 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. 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.

2) SOL

La Région est marquée par la dominance de trois types de sols : Les sols ferralitiques couvrant une grande partie des régions. Ils sont d'évolutions très diverses, allant des argiles latéritiques, relativement fertiles, jusqu'aux cuirasses des Tampoketsa, imperméables, dépouillées d'éléments utiles, crevassées de « lavaka ». Dans l'ensemble, ces sols sont compacts, fragiles, difficiles à travailler. Néanmoins, convenablement amendés, ils sont favorables à la culture de maïs et de manioc, et peuvent se prêter à la culture de pommes de terre et à l'arboriculture.

Les sols alluviaux, n'occupant qu'une place restreinte, se rencontrent dans les cuvettes, comme les plaines d'Antananarivo. En Imerina Centrale, les bas-fonds sont affectés en plus du riz, à des cultures de contre saison : pommes de terre à Andramasina, petits pois et tomate dans les environs d'Antananarivo.

Les sols volcaniques qui assurent une fertilité naturelle caractérisent la partie ouest de l'Itasy. L'exploitation de ces sols nécessite une lutte incessante pour la conservation et la restauration, ce qui

suppose l'interdiction, voire l'éradication des feux de brousse, le reboisement, la mise au point de procédés destinés à freiner le rythme d'érosion, le développement des pratiques culturelles non érosives (cultures en courbes de niveau). Les amendements et la fertilisation doivent également intervenir massivement.

I.5 : Démographie

La Commune Urbaine d'Antananarivo est subdivisée en 6 arrondissements dont voici les détails :

Tableau 3: Répartition de la population dans chaque arrondissement

	SUPERFICIE [Km ²]	POPULATION [Hab]	DENSITE [Hab/Km ²]
1 ^{ère} arrondissement	8,92	226 815	25 443
2 ^{ème} arrondissement	23,05	300 120	13 020
3 ^{ème} arrondissement	6,83	129 188	18 917
4 ^{ème} arrondissement	12,95	188 728	14 573
5 ^{ème} arrondissement	23,05	300 120	13 020
6 ^{ème} arrondissement	16,77	103 402	6 382
TOTAL	91,57	1 248 423	13 633

Source : Atlas de la C.U.A, année 2010

Selon les données collectées de la monographie de ces 4 dernières années, 12,7 % de la population nationale vivent dans la Région Analamanga. Cette proportion est presque 3 fois plus élevée que la moyenne nationale de 4,5 %. Antananarivo Renivohitra concentre 37,7 % de la population de la région. Cette pression démographique dans la Capitale résulte du phénomène d'urbanisation qui attire la population des autres districts. Une proportion de 38,7 % des habitants de la région est répartie entre Antananarivo Atsimondrano 16,8 %, Ambohidratrimo 11,3 % et Antananarivo Avaradrano 10,6 %. Une proportion de 18,7 % des habitants est répartie pour un taux plus ou moins égalitaire de 6 % entre les districts de Manjakandriana, d'Andramasina et d'Anjozorobe. Le district d'Ankazobe se trouve le moins peuplé avec une proportion de 4,9 %. Ces zones moins peuplées se caractérisent par l'enclavement de certaines communes et l'insécurité dans le milieu rural.

CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

II.1 Généralités :

Dans la province d'Antananarivo, en particulier dans la Commune Urbaine d'Antananarivo on a observé un taux d'urbanisation élevé, alors que ces différents plans d'Urbanisme ne sont pas adaptés au développement urbain. La construction d'un immeuble résidentiel est une des solutions que nous proposons pour résoudre ce problème. Ensuite l'augmentation en nombre des infrastructures d'équipement doit être proportionnelle avec l'accroissement naturel de la population.

L'ennui de cette économie est le déclin de la promotion de biens immobiliers. Selon les agences immobilières, l'acquisition d'un local, quelle que soit l'utilisation, se fait de plus en plus difficile. L'offre existante est insuffisante face à la demande des usagers. Donc le rapport entre l'offre et la demande est en déséquilibre.

II.2) Secteurs économiques:

- Secteur primaire :

Le développement de la ville a diminué considérablement la superficie cultivable et les activités qui s'y joignent. Toutefois, on rencontre tout de même des rizières, des maisons, de petit village, de petit élevage, des cultures fruitières et maraîchères surtout en périphérie.

- Secteur secondaire :

Antananarivo figure avec la ville d'Antsirabe parmi les principaux pôles industriels du pays. En effet, plus de la moitié des unités industrielles de Madagascar sont concentrées dans ces deux villes.

- Secteur tertiaire :

La Capitale est le cœur de l'économie marchande de l'île et le principal centre de distribution des produits importés où les échanges sont facilités par la densité du réseau routier de la région qui est la plus importante du Pays.

De plus, la Commune Urbaine d'Antananarivo dispose d'une part de quelques marchés et d'autre part de supermarchés, de centres commerciaux et de grandes surfaces. La plupart des jeunes tananariviens qui n'ont pas d'activités fixes se lancent dans le commerce. C'est une activité où il est très facile de s'introduire. Vu le nombre de population en ville et aux environs d'Antananarivo,

l'abondance des produits industriels, l'élevage et sa position géographique, l'activité commerciale à Antananarivo ne cesse de se développer.

tableau 4: Nombre de marché en plein air

Marchés communaux	Arrondissement	Jour de marchés	Nbre de pavillons	Nombre de parcelles	
				Par jour ordinaire	Par jour de marché
Analakely	1er	—	917	—	—
Isotry	1er	samedi	117	713	1900
Camp pochard	1er	—	—	1150	1375
Petit vitesse	1er	—	38	430	—
Place Andrianjaka	1er	—	—	300	—
Ambohijatovo	1er	—	—	235	—
Ambodinisotry	1er	samedi	—	—	2516
Coum 67ha	1er	samedi	—	—	650
Ambanidia	2ème	—	52	65	—
Anjohy	2ème	—	12	—	—
Besarety	3ème	mardi	38	96	345
Andravohangy	3ème	mercredi	606	1654	2852
Anosibe	4ème	—	312	770	—
Mahamasina	4ème	jeudi	75	75	1825
Ananivoara	4ème	—	18	—	—
Analamahitsy	5ème	—	38	—	—
Ampasapito	5ème	—	111	—	—
Nanisana	5ème	—	24	—	—
Ambohimanarina	6ème	lundi	102	—	—
Total			2460	5488	11423

Source : Commune Urbaine d'Antananarivo 2008

Tout ceci pour ainsi dire que la population augmente chaque année et les endroits pouvant accueillir de bâtiment d'habitation se feront plus rares en ville. La conception d'unique bâtiment pouvant accueillir plusieurs familles serait nécessaire.

CHAPITRE III : JUSTIFICATION DU PROJET

Généralités :

Le présent projet consiste à construire un immeuble à titre d'appartement de 3 étages qui sera situé au 5^{ème} arrondissement dans le quartier d'Ivandry. L'immeuble sera nommé Les Acacias ; tout en étant un bâtiment moderne, ce dernier devra assurer confort et sécurité pour ses usagers.

III.1 Les intervenants dans le projet :

Maître d'ouvrage : Houssen Divan

Maître d'œuvre : Loïck ANDRIANANTOAVINA

Bureau d'études : SATA BTP ;

Entreprise Titulaire : SATA BTP ;

Bureau de Contrôle : ACADE (Tana water front Ambodivona)

III.2 Description architecturale :

- Forme générale de la construction

Bâtit sur un terrain de 396,4m², le bâtiment adopte une forme rectangulaire avec une surface de 185,4m² dont 15,11m de long et 12,27m de large et se trouve sur le premier plan c'est-à-dire en bord de route. Il est prévu d'accueillir 16 personnes pour tout le bâtiment (4 personnes par niveau).

- Orientation

Les éléments principaux conditionnant l'orientation du bâtiment sont :

- L'ensoleillement ;
- Le climat : le vent et la pluie ;
- La vue et la situation par rapport aux endroits environnant ;

- Aspect intérieur : Avec 150m² d'espace viable à chaque niveau, le bâtiment procure espace et confort pour ses usagers.
- Exigences d'habitabilité
- Structure du bâtiment

III.3) Choix du quartier d'Ivandry :

Le choix de ce quartier repose sur ses nombreuses potentialités :

Le quartier d'Ivandry est à proximité d'une zone commerciale où on peut trouver des super marché tels que : Galerie Zoom, La City, Leader Price, Jumbo Score qui sont à quelques minutes du projet et d'une zone sportive dominé par le stade d'Alarobia. Le quartier est un des plus prisé et le plus demandé d'Antananarivo. Cela s'explique par les établissements de grande renommée aux alentours :

- L'American School ;
- Le collège « la Clairefontaine » ;
- Les lotissements Bonnet qui sont des résidences de haut standing ;
- Les six (06) résidences d'Ambassades, à savoir celles de la Norvège, de France, du Canada, de la Russie, des Pays-Bas et du Maroc ;
- Le Lycée français d'Ambatobe qui se trouve à quelques kilomètres de là ;
- Des restaurants de hauts standings ;
- L'aéroport d'Ivato se trouve à 20 minutes de là ;
- La banque la plus proche se trouve dans le quartier Pullman ;
- Une station d'essence Jovenna tout près.

III.4) Localisation du projet

- Lieu d'implantation du projet :

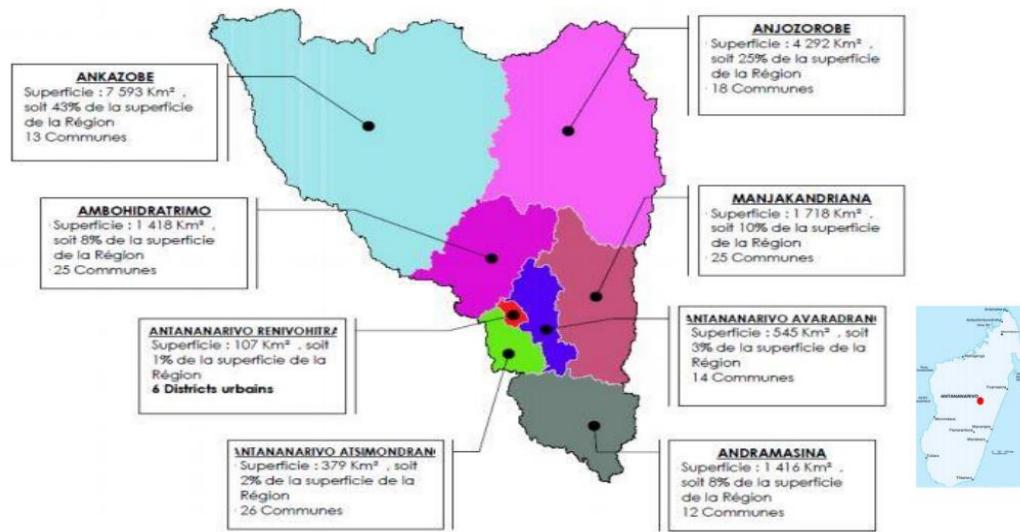


Figure 2 : Région d'Analamanga

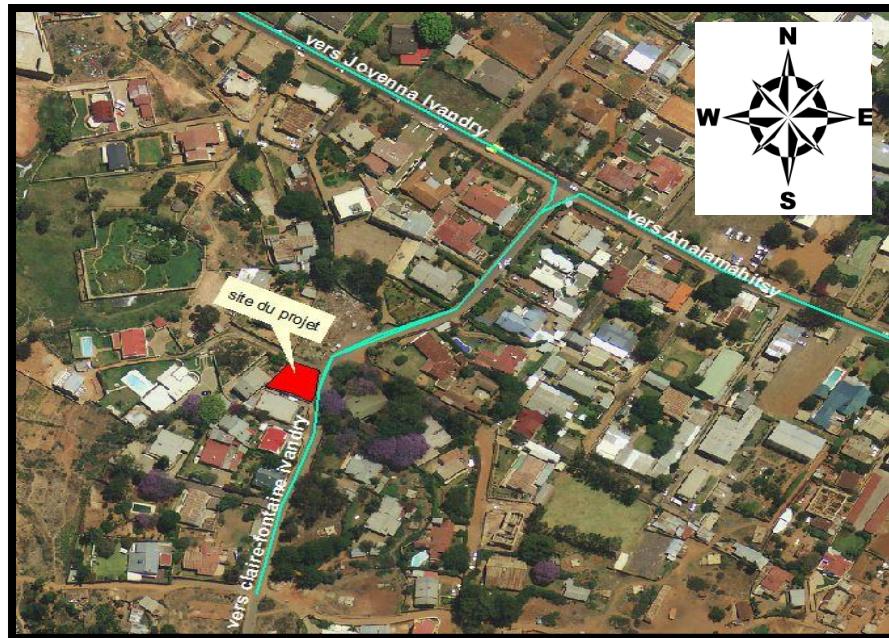


Figure 3: Situation du projet

Echelle : 1/50

Source : Google Earth (2015)

Conception du bâtiment :

La surface de la construction projetée ne doit pas excéder **50%** de celle du terrain. Le bâtiment sera bâti sur une surface de **185,4 m²** soit **46,77%** de la totalité du terrain, la surface est donc admise.

En général, toute construction édifiée en bordure d'une voie doit respecter la condition **H=L**.

Notre bâtiment a une hauteur de 13m et sa distance par rapport à l'axe de la route est de **13m** donc la condition est respectée.

- H : la hauteur du bâtiment à construire ;
- L : la distance entre la façade principale du bâtiment et l'axe de la rue.

Un espace d'au moins 4m de largeur sera imposé entre deux bâtiments non contigus ;

Type de construction utilisé : Nous opterons pour un bâtiment à système d'ossature en béton armé car il est économique, très courant et un peu plus résistant à l'incendie qu'une ossature métallique par exemple.

Organisation fonctionnelle du bâtiment :

Voici la répartition de chaque pièce selon le niveau :

Pour tous les niveaux :

- Trois (3) chambre dont : Ch 1(14,59 m²) ;Ch 2(16,64m²) ; Ch3 (17,72 m²)
- 1 wc de 1,85 m²
- 1 bureau de 8,25 m²
- 1 débarras de 5,83 m²
- 1 cuisine à l'américaine de 9,85 m²
- 1 séjour de 15,66 m²
- Hauteur sous-plafond de 3 m

Pour les niveaux R+1, R+2 ; R+3 :

- 3 terrasses dont : terrasse 1(10,06m²) ; Terrasse 2 (7,76m²) ; terrasse 3(7,21 m²).

- RDC :

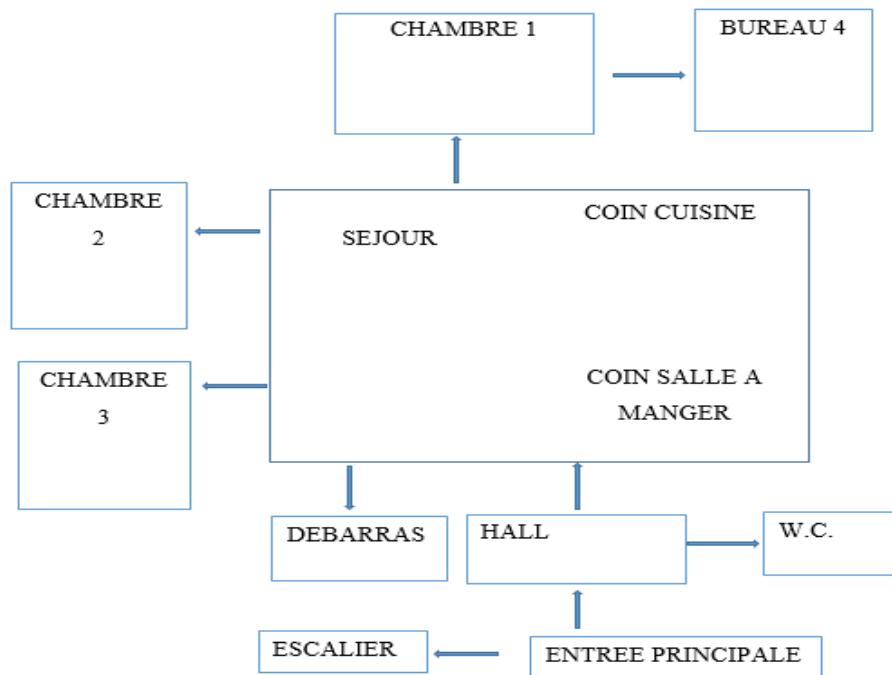


Figure 4: Organisation fonctionnelle du RDC

- 1^{ère} étage :

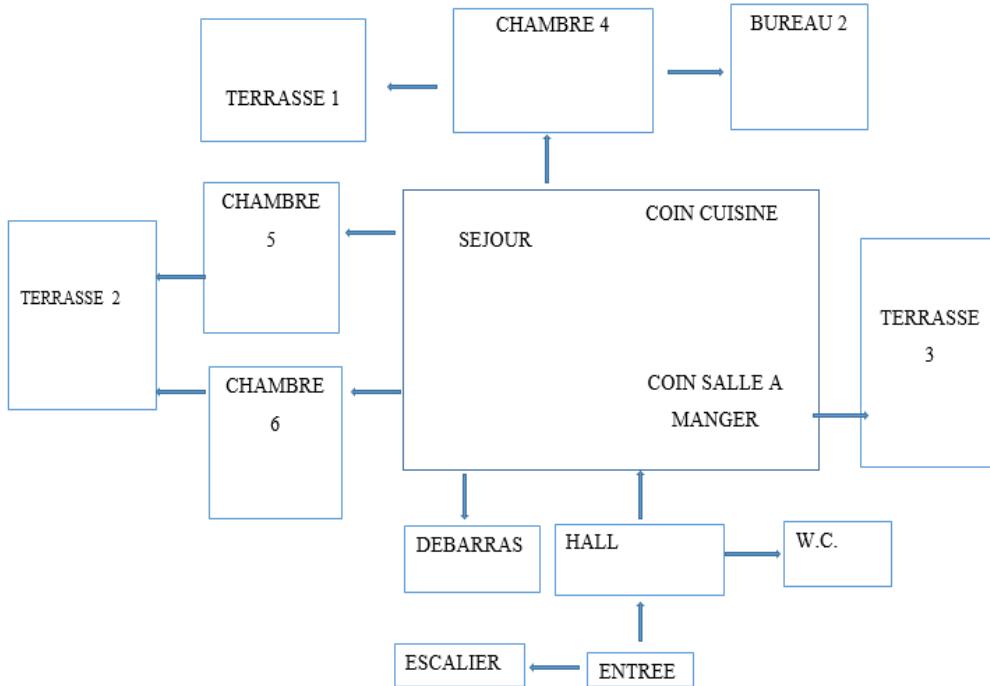


Figure 5: Organisation fonctionnelle du R+1

- 2^{ème} étage :

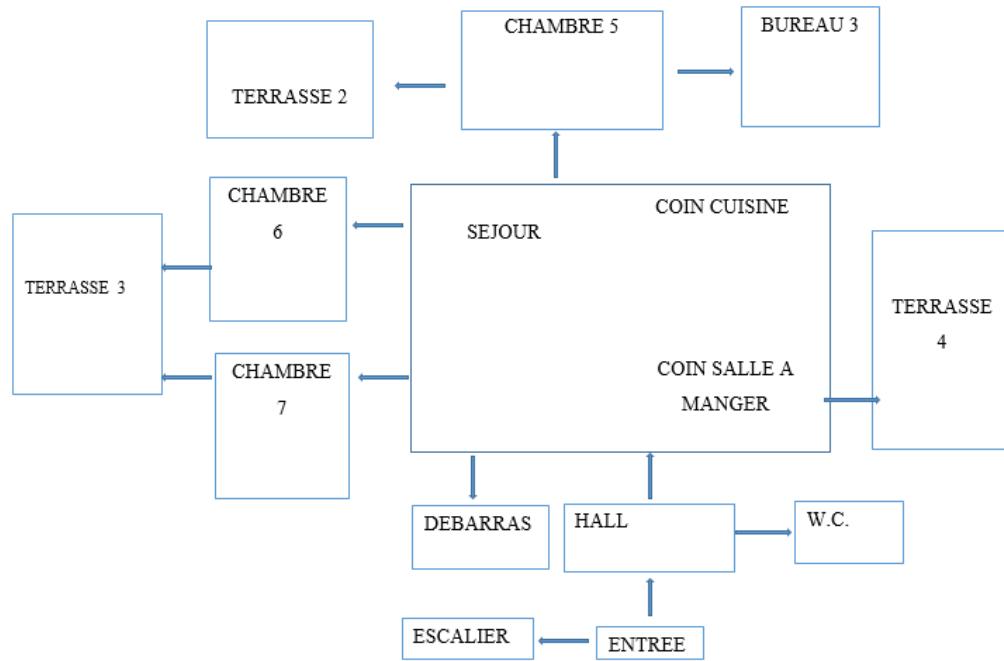


Figure 6: Organisation fonctionnelle du R+2

- 3^{ème} étage :

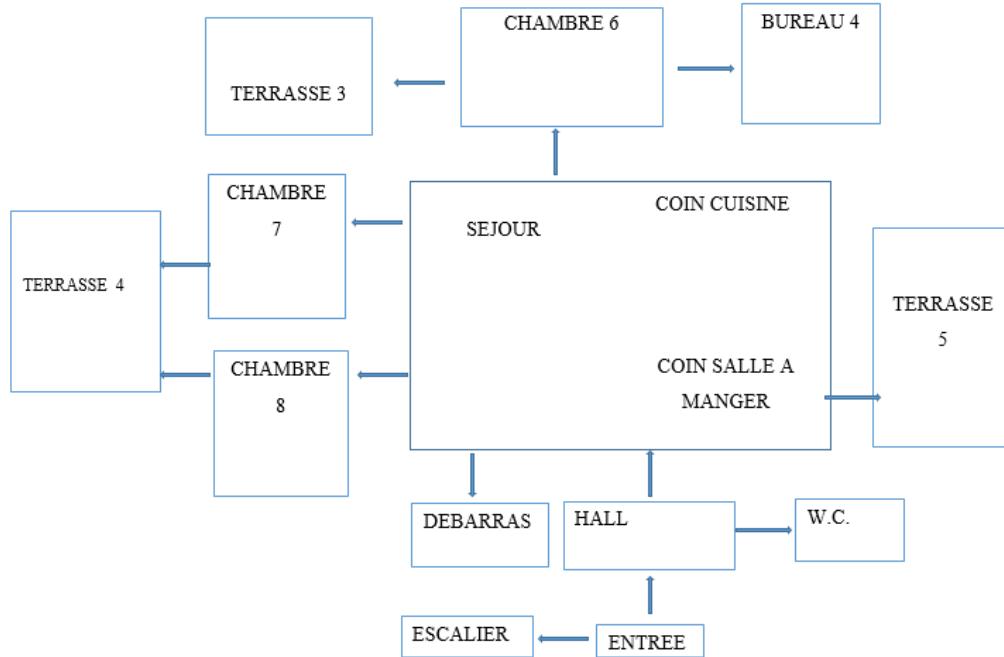


Figure 7:Organisation fonctionnelle du R+3

Choix des variantes :

Pour le choix de la variante la mieux adaptée et rationnelle, chaque variante est évaluée suivant quelques critères prépondérants en fonction de la structure concernée. Nous allons alors amener à les noter et la variante à retenir sera celle qui cumulera le plus de points. Les barèmes de notation des critères sont les suivantes : 1 (mauvais) ; 2 (moyen) ; 3 (bon).

Tableau 5: Critere de selection de la variante ossature

Critères	Ossature en béton armé	Ossature métallique
Architecture	3	2
Entretien	3	1
Poids et fondation	1	3
Résistance au feu	3	1
Coût	3	2
Total	13	9

D'après ce tableau, l'ossature en béton armé est la variante retenue.

Pour le plancher, nous avons choisi un plancher en béton armé, conforme à l'ouvrage érigé.

CONCLUSION PARTIELLE

L'étude effectuée dans cette première partie nous a permis de présenter le projet et de voir l'architecture du bâtiment afin de concevoir les ouvrages à partir de toutes les données que nous avons déjà pu recueillir. L'étude technique sera l'objet de la partie suivante de notre travail.

PARTIE 2 : ETUDE TECHNIQUE

CHAPITRE IV. ETUDES PRELIMINAIRES

- Etude géotechnique :

Pour la construction d'un immeuble « les ACACIAS » sis à Ivandry, la société ENDEMICH Design a confié au LABORATOIRE GRACCHUS OCEAN INDIEN l'étude géotechnique du site du projet.

Le projet est situé sur un terrain plat au bord de la route, il est constitué en surface par une couche de Limon Argileux Sablonneuse jaunâtre, et en profondeur par une couche d'Argile Limoneuse sablonneuse Rosâtre. L'étude a été menée à partir de sondages au pénétromètre dynamique et au sondage préssiométrique.

La reconnaissance du sol de fondation a nécessité l'exécution de cinq (05) sondages au pénétromètre dynamique notés Pdi ($i = 1 \text{ à } 5$), et de quatre (04) sondages au pressiomètre Menard notés Pr Pdi ($i = 1 \text{ à } 4$) fonction des résultats pénétrométriques.

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

1. Appareillage

Le pénétromètre dynamique est constitué d'un train de tiges métalliques, terminé par une pointe de section déterminée, que l'on enfonce dans le sol par battage au moyen d'un mouton de masse M , tombant en chute libre d'une hauteur fixe H .

2. Mise en œuvre

L'appareil étant installé sur le point d'investigation, l'opérateur, lors du battage continu, note le nombre de coups de mouton nécessaire à l'enfoncement de 0.2m du terrain de tige. L'investigation est poursuivie si possible jusqu'à la profondeur désirée, sauf si l'énergie de battage est insuffisante (refus) pour faire pénétrer la pointe plus avant dans le terrain.

3. Présentation des résultats

Les résultats de l'essai de pénétration dynamique sont fournis sous forme d'un diagramme en coordonnées normales ou semi-logarithmiques. On porte en ordonnées la profondeur de la pointe z et en abscisses la résistance dynamique de la pointe « qd » déduite de la formule de battage dite « formule des Hollandais ».

Le sondage au pénétromètre dynamique permet d'avoir les propriétés mécaniques globales du sol et le toit du substratum résistant.

SONDAGE AU PRESSIOMETRE MENARD

1. Appareillage :

Le pressiomètre Ménard comporte trois éléments principaux :

- Le contrôleur pression/volume (CPV) : il est constitué d'un réservoir cylindrique de liquide à niveau visible et un système de mise à contrôle (manomètre) ;
- La sonde préssiométrique : elle est destinée à être introduite dans le sol (dans un forage préalablement réalisé), et au niveau voulu. Elle est constituée de trois cellules souples agissant simultanément sur la paroi du forage lors de leur mise en pression : la cellule centrale est la cellule de mesure et constitue la partie active de la sonde ;
- Les tubulures de liaison : elles ont pour objet de relier le CPV, placé à la surface du sol, à la sonde descendue dans le terrain. Ces tubulures sont en rilsan semi-rigide et permettent la circulation de deux fluides (eau et azote) entre le CPV et la sonde.

2. Mise en place de la sonde dans le terrain :

La technique de mise en place de la sonde dans le terrain est faite par l'introduction dans un trou de forage préalablement exécuté (avec une tarière manuelle pour notre cas).

3. Réalisation de l'essai :

L'appareil étant en marche, on effectue avant de réaliser les essais proprement dits, un étalonnage de la sonde de mesure. Il vise à déterminer la résistance propre de l'ensemble (gaine membrane et éventuellement du tube lanterné qui servira à la correction des pressions). Il s'agit en fait d'un essai de chargement à vide, la sonde de mesure étant placé verticalement sur le sol, à proximité du CPV.

Essai proprement dit : la sonde est maintenue à la profondeur désirée par l'intermédiaire d'une tige de guidage. La sonde est placée de telle sorte que la partie médiane de la cellule centrale corresponde exactement au niveau choisi pour l'essai. On ouvre le circuit d'eau. La mise en pression s'effectue à l'aide du détendeur, par paliers progressifs. La lecture des variations de volume de la

sonde et donc de la déformation du terrain encaissant, est faite pour chaque palier de pression à 30 et 60 secondes après la fin de la mise en pression à ce palier.

4. Présentation des résultats :

Les résultats sont présentés dans deux diagrammes : en ordonnées la profondeur de mesure et en abscisses la pression limite et le module préssiométrique.

- La pression limite P_l correspond à la rupture du terrain sur la paroi de la cavité cylindrique qui a été soumise à un état de contraintes croissantes. C'est la pression qui occasionne un poinçonnement généralisé du terrain ;
- Le module préssiométrique E qui caractérise la phase de déformation pseudo élastique de l'essai. Il intervient dans le calcul des tassements.

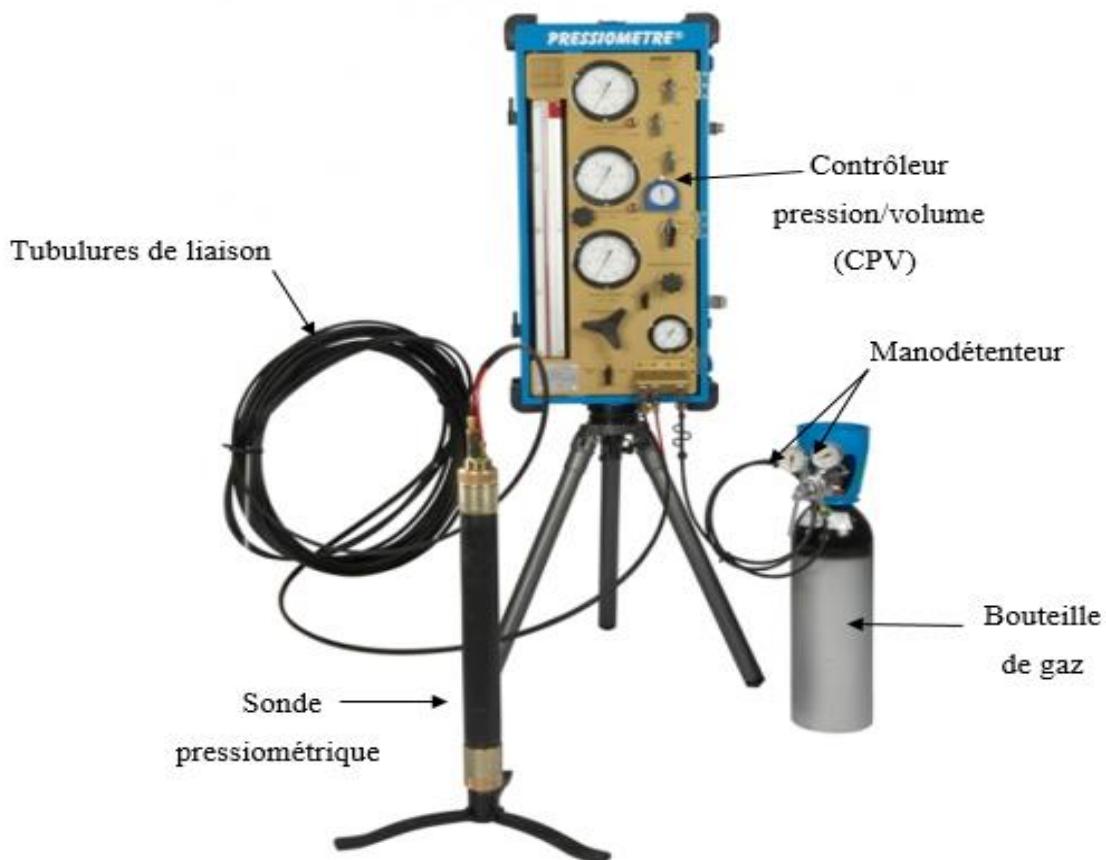


Figure 8 : Appareil pressiomètre Ménard

CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE L'OUVRAGE

V.1) Généralités :

Le predimensionnement consiste à donner à chaque élément porteur de structure leurs dimensions provisoires éventuellement définitives, permettant de présenter ou de finaliser le projet sous forme de plans architecturaux permettant ainsi à la détermination des sollicitations, à l'évaluation financière du projet.

V.2) Predimensionnement du Plancher

Soient

h_0 : l'épaisseur de la dalle;

l_x : la petite portée de la dalle;

l_y : la grande portée de la dalle

$$\text{On a : } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Or $l_y = 5.25\text{m}$ et $l_x = 3.7\text{m}$

D'où $\alpha = 0.70 \geq 0.4$ donc la dalle porte dans les 2 sens

L'épaisseur est obtenue par la relation :

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{25}$$

Avec $L = \sqrt{l_x \times l_y}$ d'où $L = 4.40\text{m}$

$$\frac{L}{35} = 0.13\text{m} \text{ et } \frac{L}{25} = 0.18\text{m}$$

Donc $0.13 \leq h \leq 0.18$ on prend $h = 0.15\text{m}$

La dalle aura **15 cm** d'épaisseur

V.3) Predimensionnement des Poutres :

Une poutre est une longue pièce en bois, en métal ou en béton armé, de forte section. Les poutres en béton armé sont, soient préfabriquées, soient coulées sur site dans un coffrage. Les données de calcul de sections, de portées et de ferraillage sont fournies par le B.A.E.L 91 modifié 99. (Règles de calcul du béton armé aux états limites).

Une poutre est un élément de la construction généralement horizontale qui a pour rôle de transmettre les charges verticales et les charges horizontales.

Predimensionnement de la hauteur :

Nous avons de poutres en béton armé travaillant en flexion simple et continues sur plusieurs travées hyperstatiques donc la hauteur sera :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12}$$

L est différent pour les poutres longitudinale et transversale

Cas de poutre longitudinale :

Nous avons $L=5.25$ m d'où $0.35 \leq h \leq 0.43$

On prend **$h= 0.40$ m**

Cas de poutre transversale

Nous avons $L= 3.7$ m d'où $0.24 \leq h \leq 0.30$

On prend **$h= 0.25$ m.**

Predimensionnement de la largeur

Soit « b » cette largeur. On a $0.3h \leq b \leq 0.6h$

Pour $h= 0.40$, nous avons $0.12 \leq b \leq 0.24$

Afin de faciliter la mise en œuvre et de garder la conformité avec le mur, nous fixons la base de toutes les poutres à $b = 22$ cm et $h = 40$ cm dans les sens transversal et longitudinal du bâtiment.

Tableau 5: Section des poutres

Poutres	Section (cm ²)
Longitudinales	22 × 40
transversales	22 × 25

V.4) Predimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux. Ils sont soumis à des charges verticales pour ainsi les transmettre vers les fondations.

Pour le predimensionnement, on suppose que les poteaux travaillent en compression centrée et que les efforts verticaux sont équilibrés par la section réduite de béton.

- Dosage du béton : 350Kg/m³
- Ciment CEM I 42.5
- Fc28 = 25MPa

Calcul de la section :

$$B = a \times b \geq \frac{N}{0,9 \times \sigma_{bc}}$$

Avec B : section du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ avec :}$$

- γ_b : coefficient de sécurité partiel pour les combinaisons fondamentales ($\gamma_b = 1.5$)
- σ_{bc} : contrainte de compression admissible par le béton, $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa
- $N = n \times q \times S$ avec :
 - ✓ N : effort normal de compression
 - ✓ n : nombre de niveaux supportés par le poteau
 - ✓ q : surcharge au m² supporté par le plancher,

$$1 \text{ T/m}^2 \leq q \leq 1.5 \text{ T/m}^2$$

On prend la valeur maximale de $q=1.5 \text{ T/m}^2$

- ✓ S : plus grande surface d'influence sur le poteau en m^2

Condition de non flambement : $\frac{lf}{a} \leq 14.4$ pour une section rectangulaire

Puisque le poteau est encastré à ses extrémités, $lf = 0.7 \times l_0$

Or longueur libre du poteau $l_0 = 3.0 \text{ m}$

Alors on a: $lf = 2.1 \text{ m}$

On prend a = 0.22m

D'où on a $\frac{lf}{a} = 9,54 \leq 14.4$ donc la condition de non flambement est vérifiée.

Tableau 6: Section des poteaux

Etage	n	S (m^2)	N (daN)	σbc	B [m^2]	10	(m)	a (m)	b=B/a (m)	Section (cm^2)
R+3	1	19,43	29,14	14,17	0,023	3	2,10	0,15	0,16	22 x 30
R+2	2	19,43	58,28	14,17	0,046	3	2,10	0,15	0,31	22 x 30
R+1	3	19,43	87,41	14,17	0,069	3	2,10	0,15	0,47	22 x 30
RDC	4	19,43	116,55	14,17	0,091	3	2,10	0,15	0,63	22 x 30

CHAPITRE VI : DESCENTE DES CHARGES

Généralités

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la superstructure jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

Les calculs de structure sont réglementés par les Eurocodes.

Les étapes de la descente des charges :

- Faire l'inventaire des charges
- Détermination de la surface de plancher supportée par le poteau
- Evaluer et cumuler les charges sur le plancher et le poteau de chaque niveau

Choix de la file à étudier :

Le choix de la file se portera sur les charges portées. On choisit la file 4, elle comporte 4 poteaux dont : A4, B4, C4, F4.

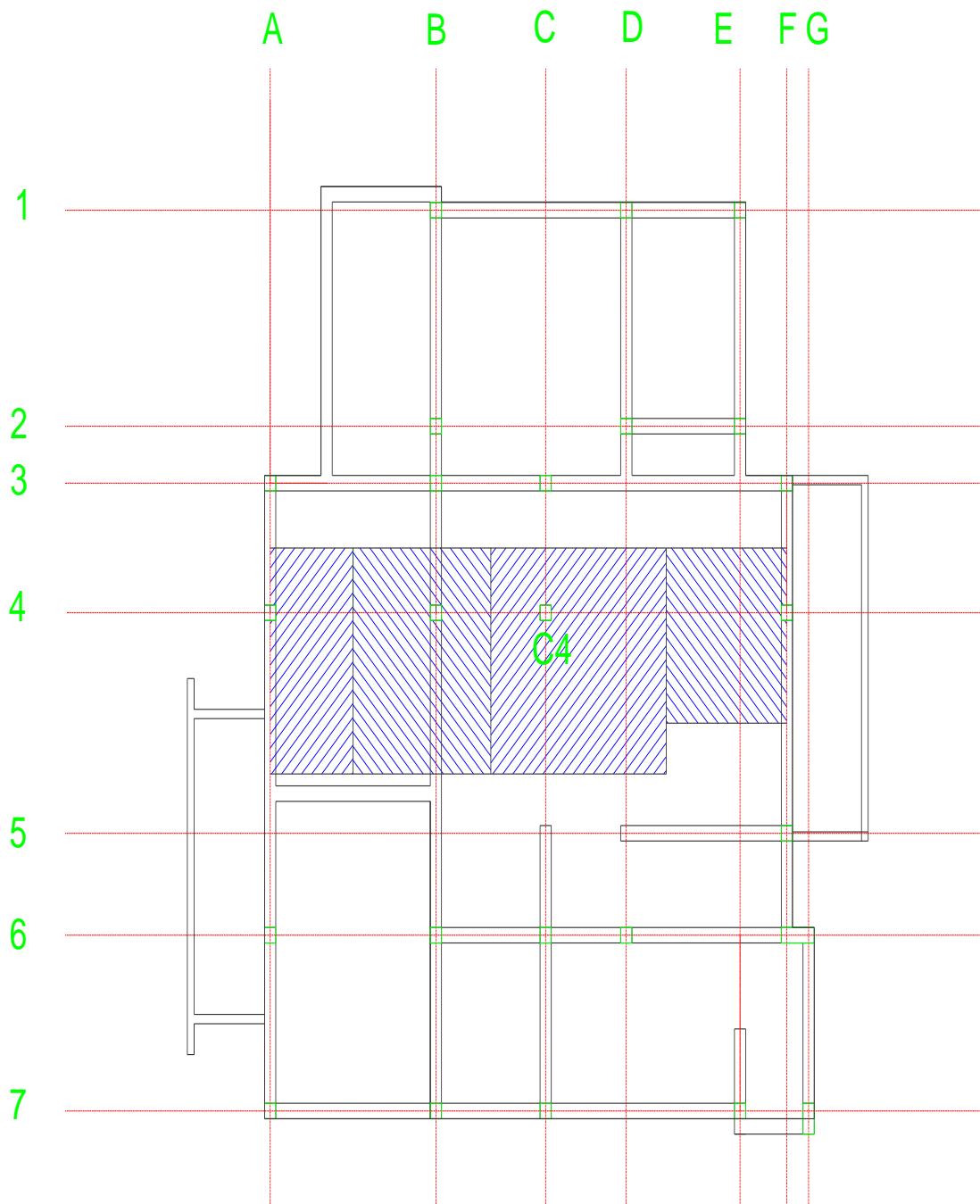


Figure 9: File à étudier

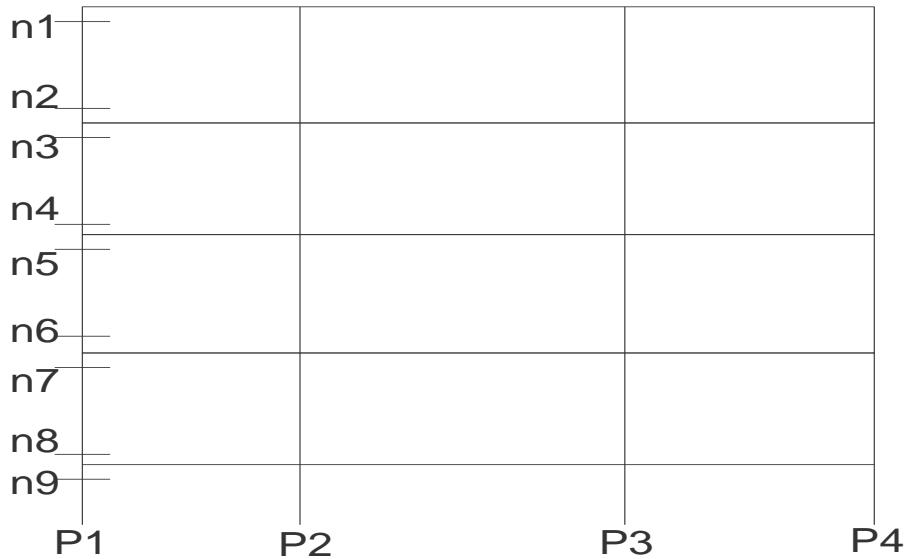


Figure 10: Représentation des niveaux à étudier

VI.1) Charges permanentes

Tableau 7: Charges permanentes

DESIGNATION	DETAIL	CHARGES (daN/m ²)
TOITURE TERRASSE	dalle pleine e=16 cm	352
	Etanchéité	50
	protection	90
	total	492
plancher	dalle pleine en béton armé e=16cm	400
	carrelage	33
	total	433
mur	brique pleine, enduit 2face e=25 cm	460
	cloison en brique pleine e=10.5 cm	240

- Charges par poteau

Tableau 8: Descente des charges permanentes du poteau1

NIVEAU	DESIGNATION	DIMENSIONS			CHARGES/ MI (daN/m ²)	G [daN]
		LONGUEUR	LARGEUR	hauteur		
n1	toiture terrasse	3,66	1,85	0,16	492	533
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	1,85	0,2	0,25	2500	231
						1 588
n2	venant de n1					1 588
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						2 083
n3	venant de n2					2 083
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	1,85		3	460	2 553
	dalle	3,66	1,85	0,16	433	469
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	1,85	0,2	0,25	2500	231
						11 210
n4	venant de n3					11 210
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						11 705
n5	venant de n4					11 705
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	1,85		3	460	2 553
	dalle	3,66	1,85	0,16	433	469
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	1,85	0,2	0,25	2500	231
						20 833
n6	venant de n5					20 833
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						21 328
n7	venant de n6					21 328
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	1,85		3	460	2 553
	dalle	3,66	1,85	0,16	433	469
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	1,85	0,2	0,25	2500	231
						30 456
n8	venant de n7					30 456
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						30 951
n9	venant de n8					30 951
	dalle	3,66	1,85	0,16	433	469
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	1,85		3	460	2 553
	longrine longitudinale	3,66	0,4	0,4	2500	1 464
	longrine transversale	1,85		0,4	2500	740
						41 228

Tableau 9: Descente des charges permanentes du poteau2

NIVEAU	DESIGNATION	DIMENSIONS			CHARGES/ MI (daN/m ²)	G [daN]
		LONGUEUR	LARGEUR	hauteur		
n1	toiture terrasse	3,66	3,075	0,16	492	886
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,075	0,2	0,25	2500	384
						2 094
n2	venant de n1					2 094
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						2 589
n3	venant de n2					2 589
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,075		3	460	4 244
	dalle	3,66	3,075	0,16	433	780
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,075	0,2	0,25	2500	384
						13 871
n4	venant de n3					13 871
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						14 366
n5	venant de n4					14 366
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,075		3	460	4 244
	dalle	3,66	3,075	0,16	433	780
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,075	0,2	0,25	2500	384
						25 648
n6	venant de n5					25 648
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						26143
n7	venant de n6					26 143
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,075		3	460	4 244
	dalle	3,66	3,075	0,16	433	780
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,075	0,2	0,25	2500	384
						37 424
n8	venant de n7					37 424
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						37 919
n9	venant de n8					37 919
	dalle	3,66	3,075	0,16	433	780
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,075		3	460	4 244
	longrine longitudinale	3,66	0,4	0,4	2500	1 464
	longrine transversale	3,075	0,4	0,4	2500	1 230
						50 688

Tableau 10: Descente des charges permanentes du poteau3

NIVEAU	DESIGNATION	DIMENSIONS			CHARGES/ MI (daN/m ²)	G [daN]
		LONGUEUR	LARGEUR	hauteur		
n1	toiture terrasse	3,66	3,917	0,16	492	1 129
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,917	0,2	0,25	2500	490
						2 442
n2	venant de n1					2 442
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						2 937
n3	venant de n2					2 937
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,917		3	460	5 405
	dalle	3,66	3,917	0,16	433	993
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,917	0,2	0,25	2500	490
						15 699
n4	venant de n3					15 699
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						16 194
n5	venant de n4					16 194
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,917		3	460	5 405
	dalle	3,66	3,917	0,16	433	993
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,917	0,2	0,25	2500	490
						28 957
n6	venant de n5					28 957
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						29 452
n7	venant de n6					29 452
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,917		3	460	5 405
	dalle	3,66	3,917	0,16	433	993
	poutre longitudinale	3,66	0,2	0,45	2500	824
	poutre transversale	3,917	0,2	0,25	2500	490
						42 214
n8	venant de n7					42 214
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						42 709
n9	venant de n8					42 709
	dalle	3,66	3,917	0,16	433	993
	mur longitudinale	3,66		3	460	5 051
	mur transversale	3,917		3	460	5 405
	longrine longitudinale	3,66	0,4	0,4	2500	1 464
	longrine transversale	3,917	0,4	0,4	2500	1 567
						57 190

Tableau 11: Descente des charges permanentes du poteau4

NIVEAU	DESIGNATION	DIMENSIONS			CHARGES/ MI (daN/m ²)	G [daN]
		LONGUEUR	LARGEUR	hauteur		
n1	toiture terrasse	2,837	2,692	0,16	492	601
	poutre longitudinale	2,837	0,2	0,45	2500	638
	poutre transversale	2,692	0,2	0,25	2500	337
						1 576
n2	venant de n1					1 576
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						2 071
n3	venant de n2					2 071
	mur longitudinale	2,837		3	460	3 915
	mur transversale	2,692		3	460	3 715
	dalle	2,837	2,692	0,16	433	529
	poutre longitudinale	2,837	0,2	0,45	2500	638
	poutre transversale	2,692	0,2	0,25	2500	337
						11 205
n4	venant de n3					11 205
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						11 700
n5	venant de n4					11 700
	mur longitudinale	2,837		3	460	3 915
	mur transversale	2,692		3	460	3 715
	dalle	2,837	2,692	0,16	433	529
	poutre longitudinale	2,837	0,2	0,45	2500	638
	poutre transversale	2,692	0,2	0,25	2500	337
						20 834
n6	venant de n5					20 834
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						21 329
n7	venant de n6					21 329
	mur longitudinale	2,837		3	460	3 915
	mur transversale	2,692		3	460	3 715
	dalle	2,837	2,692	0,16	433	529
	poutre longitudinale	2,837	0,2	0,45	2500	638
	poutre transversale	2,692	0,2	0,25	2500	337
						30 463
n8	venant de n7					30 463
	poteau	0,3	0,22	3	2500	495
						30 958
n9	venant de n8					30 958
	dalle	2,837	2,692	0,16	433	529
	mur longitudinale	2,837		3	460	3 915
	mur transversale	2,692		3	460	3 715
	longrine longitudinale	2,837	0,4	0,4	2500	1 135
	longrine transversale	2,692	0,4	0,4	2500	1 077
						41 329

Tableau 12: Récapitulation des charges permanentes

NIVEAU	CHARGES PERMMANENTES [kN]					H=G/100
	A4	B4	C4	F4	G= $\sum P$	
N1	16	21	24	16	77	0,77
N2	21	26	29	21	97	0,97
N3	112	139	157	112	520	5,20
N4	117	144	162	117	540	5,40
N5	208	256	290	208	963	9,63
N6	213	261	295	213	983	9,83
N7	305	374	422	305	1406	14,06
N8	310	379	427	310	1425	14,25
N9	412	507	572	413	1904	19,04

VI.2) Surcharges d'exploitations

Elles résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage.

Surcharges statiques et surcharges dynamiques

Tableau 13: Surcharge par m^2

SURCHARGE	N1 et N2	N3 et N4	N5et N6	N7 et N8	N9
Q	q1	q3	q5	q7	q9
daN/ m^2	100	350	530	690	

Tableau 14: Surcharges sur chaque surface

Poteau	A4	B4	C4	F4
surface (m^2)	6,77	11,25	14,34	7,63
N1 et N2	677	1125	1434	763
ajouter	1 354	2250	2 868	1 526
N3 et N4	2 031	3375	4 302	2 289
ajouter	3 588,1	5 962,5	7 600,2	4 043,9
N5 et N6	5 619,1	9 337,5	11 902,2	6 332,9
ajouter	4 671,3	7762,5	9 894,6	5 264,7
N7 et N8	10 290,4	17 100	21 796,8	11 597,6

Tableau 15: Récapitulation des surcharges d'exploitation

NIVEAU	SURCHARGES D'EXPLOITATION (kN)			
	A4	B4	C4	F4
N1	6,77	11,25	14,34	7,63
N2	6,77	11,25	14,34	7,63
N3	20,31	33,75	43,02	22,89
N4	20,31	33,75	43,02	22,89
N5	56,19	93,38	119,02	63,33
N6	56,19	93,38	119,02	63,33
N7	102,9	171	217,97	115,97
N8	102,9	171	217,97	115,97
N9	102,9	171	217,97	115,97

VI.3) Surcharges climatiques

Les surcharges climatiques à étudier sont :

- Surcharges dues aux effets du vent
- Surcharges due aux effets du séisme

1) Les effets du vent :

Pour ANTANANARIVO, les valeurs des pressions dynamiques sont :

Valeur normale : $q_{10}, n = 124 \text{ daN/m}^2$

Valeur extrême : $q_{10}, ex = 217 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du bâtiment $H = 13,64 \text{ m}$

- Effet de hauteur Ch : la hauteur de notre bâtiment est comprise entre 0 et 500m alors on peut rechercher le coefficient Ch par la formule ci-dessous.

$$Ch = 2.5 \times \frac{(H+18)}{(H+60)} \text{ avec } H[m] = 13.64$$

D'où $Ch = 1,07$

- Effet de site Cs

Tableau 16: Valeur du coefficient de site Cs

NATURE	Effet de site Cs
Site protégé	0.8
site normal	1
Site exposé	1.2

Notre bâtiment se situe dans une plaine ayant une pente inférieure à 10% et se situe sur les hauts plateaux donc on optera comme valeur de $Cs = 1$ car le site est considéré comme site normal

- Effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Pour notre cas, le bâtiment est non masqué donc on prend $Cm = 1$

- Effet de dimension δ

L'effet de dimension est un coefficient qui réduit les pressions dynamiques de base. Il dépend de la hauteur et de la plus grande surface du bâtiment offert au vent. Selon le diagramme NV 65-RIII.2, on peut prendre pour Antananarivo une valeur moyenne de : $\delta = 0,71$

1-1) Actions statiques exercées par le vent :

Les actions extérieures $Q_e = C_e \times q_d$ uniformément réparties et normales aux façades concernées se concrétisent par :

- Des succions ou dépressions, si les parois sont dites « sous le vent » ;
- Des pressions ou surpressions, si elles sont « faces au vent ».

Les actions intérieures $Q_i = C_i \times q_d$ sur les constructions fermées non étanches.

C_e et C_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure.

Ces coefficients dépendent d'un coefficient γ_0 qui est fonction des rapports de dimensions γ_0 ou γ_b selon la face exposée et du rapport $\frac{a}{b}$ ou $\frac{b}{a}$.

a) Rapport de dimension :

En désignant par a et b les dimensions du bâtiment ($a > b$), nous avons dans notre cas :

$$a = 15,11\text{m}; b = 12,27\text{m}; H = 13\text{m}$$

D'où

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = 0,86 \text{ et } \lambda_b = \frac{H}{b} = 1,059$$

$$\frac{a}{b} = 1,23 \text{ et } \frac{b}{a} = 0,81$$

b) Coefficient γ_0 :

En lisant sur l'abaque RIII5 des règles NV 65, avec $\lambda_a = 0,86$ et $\lambda_b = 1,059$, on obtient :

- Vent normal à la face Sa : $0,5 \leq \lambda_a \leq 2,5$ et $\frac{a}{b} = 1,23 \rightarrow \gamma_0 = 1$
- Vent normal à la face Sb : $1 \leq \lambda_b \leq 2,5$ et $\frac{b}{a} = 0,81 \rightarrow \gamma_0 = 1$

c) Actions extérieures :

Ces actions extérieures sont caractérisées par le coefficient C_e .

- Détermination de C_e :

Sur les parois verticales :

- Face au vent : $C_e = +0,8$ (quel que soit γ_0)
- Face sous le vent : $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

Sur les parois inclinées (toiture) : nous avons une toiture terrasse donc $\alpha = 0^\circ$

Pour la face au vent et la face sous le vent, C_e est obtenue en lisant directement sur l'abaque RIII6 des règles **NV 65** en fonction de γ_0 et α .

- Valeurs de C_e :

Parois verticale :

Vent normal à la face Sa :

- Face au vent : $C_e = +0,8$
- Face sous le vent : $C_e = -0,5$

Vent normal à la face Sb :

- Face au vent : $C_e = +0,8$
- Face sous le vent : $C_e = -0,5$

Sur les toitures :

Vent normal à la grande face Sa: $\alpha = 0^\circ$; $\gamma_0 = 1$

- Face au vent : $C_e = -0,5$
- Face sous le vent : $C_e = -0,5$

Vent normal à la petite face Sb: $\alpha = 0^\circ$; $\gamma_0 = 1$

- Face au vent : $C_e = -0,5$
- Face sous le vent : $C_e = -0,5$

d) Actions intérieures :

Les actions intérieures sont caractérisées par des coefficients C_i calculés au moyen des formules valables pour chaque cas selon la perméabilité des parois.

Comme notre bâtiment est considéré comme entièrement fermée, alors :

$$C_i = +0,6(1,8 - 1,3 * \gamma_0)$$

$$C_i = -0,6(1,3 * \gamma_0 - 0,8)$$

Vent normal à la face Sa : on a $\gamma_0 = 1$ d'où :

- $C_i = 0,3$
- $C_i = -0,3$

Vent normal à la face Sb : on a $\gamma_0 = 1$ d'où :

- $C_i = 0,3$
- $C_i = -0,3$

e) Calcul de C_e - C_i :

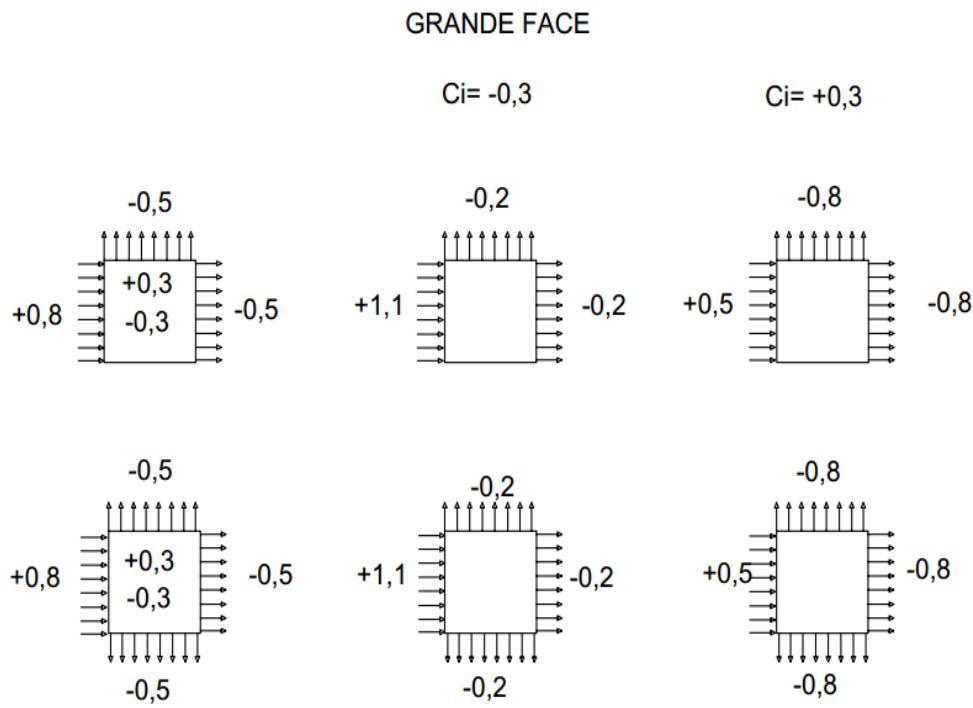


Figure 11: Vent face à la grande face

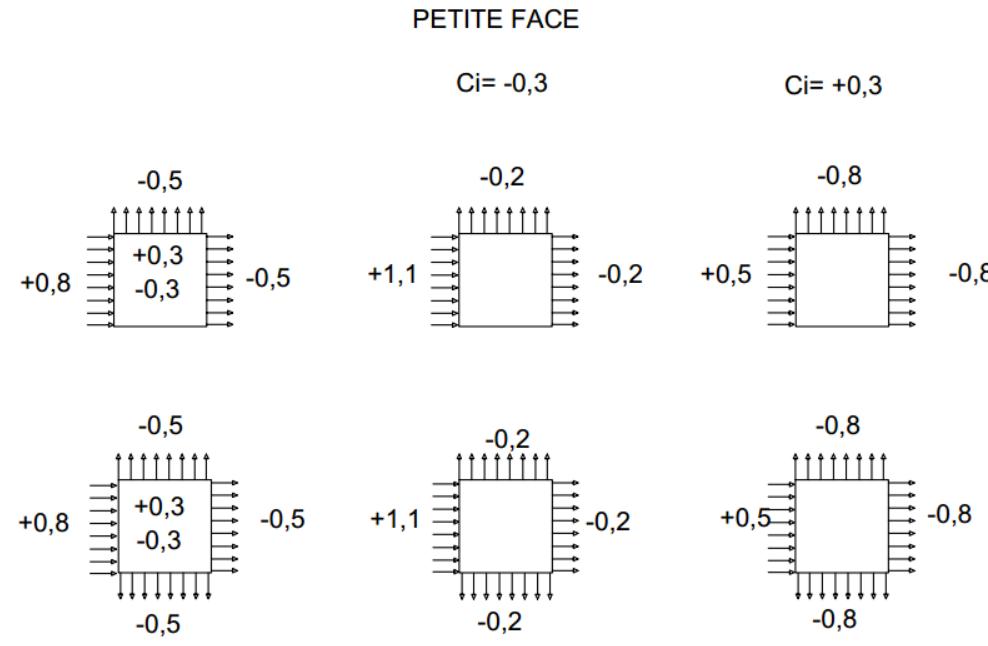


Figure 12: Vent face à la petite face

Tableau 17: Valeurs maximale de $C_e - C_i$

$C_e - C_i$	Grande face	Petite face	Toiture
Pression	1,1	1,1	
Dépression	0,8	0,8	0,8

1-2) La pression de bases corrigés q_d se calcul par :

$$q_d = q_{10} * C_h * C_s * C_m \delta$$

On a, pour la région d'Analalamanga les valeurs normale (q_d,n) et extrême (q_d,ex) des pressions dynamiques suivantes :

$$qd,n = 94,2028 \text{ daN/m}^2$$

$$qd,ex = 164,8549 \text{ daN/m}^2$$

On choisit la pression dynamique extrême pour la suite de calcul d'où $v = 164,8549 \text{ daN/m}^2$

Tableau 18: Sections si (m^2)

POTEAU	A4	B4	C4	F4
Pour chaque étage	0,09	0,09	0,09	0,09

Tableau 19: Distances respectives des poteaux

d1	X [m]
x1=0	0
x2=3,7	3,7
x3=3,7+2,45	6,15
x4=3,7+2,45+5,385	11,54

1-3) Le moment d'inertie Ig [m^4] des poteaux par rapport au centre de gravité

Ig se calcule par la formule suivante : $Ig = \sum_{i=1}^n (I_{Gi} + Si * di^2)$, or $I_{Gi} \ll Si * di^2$ donc on peut simplifier la formule par : $Ig = \sum_{i=1}^n (Si * di^2)$

Tableau 20: Le moment d'inertie Ig [m^4]

$Ig = \sum Si * di^2$					
niveau	d1 (m)	d2 (m)	d3 (m)	d4 (m)	Ig (m4)
Pour chaque niveau	5,35	1,65	0,80	6,19	6,32

Avec :

Si : Section des poteaux [m^2]

di : distances des poteaux par rapport à G [m]

$$d1 = \frac{\sum xisi}{\sum si}$$

$$d2 = d1 - 3,7$$

$$d3 = 2,45 - d2$$

$$d4 = d3 + 5,385$$

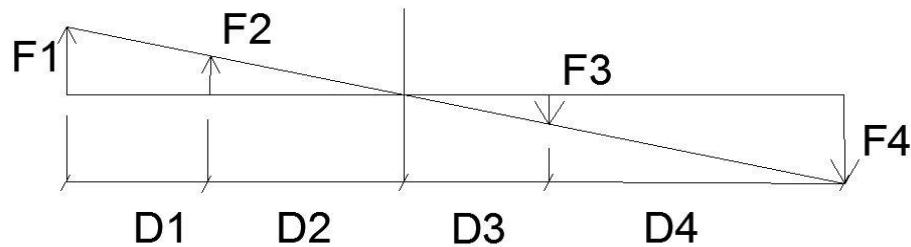


Figure 13: Position par rapport au centre de gravité

1-4) Les efforts dus à l'effet du vent F_i

$$F_i = \frac{\mu}{l} D_i S_i$$

Avec $\mu = F \times z$

$$F = L \times q_d \times H \text{ et } z = \frac{H}{2}$$

$$F = h \times l \times v$$

h : distance de F par rapport à un niveau

l : longueur d'application des poteaux

v : surcharge due au vent, $v = 164,8549 \text{ daN/m}^2$

Tableau 21: Efforts dus au vent

Niveau	h [m]	$F=h*L*v$ [daN]	z [m]	$M=F*z$ [daN.m]	F1 [daN]	F2 [daN]	F3 [daN]	F4 [daN]
N1	1	603,37	0,5	301,68	22,96	7,07	3,45	26,58
N2=N3	4,16	2 510,01	2,08	5 220,83	397,38	122,36	59,74	460,01
N4=N5	7,16	4 320,12	3,58	15 466,04	1 177,20	362,49	176,98	1 362,71
N6=N7	10,16	6 130,23	5,08	31 141,56	2 370,34	729,89	356,35	2 743,87
N8	13,16	7 940,34	6,58	52 247,41	3 976,81	1 224,56	597,87	4 603,50

Pour chaque niveaux, $F1+F2 = F3+F4$ donc c'est en équilibre

2) Effet de séisme :

Tableau 22: Efforts dus au séisme

Niveau	H	DH [daN]	z [m]	$M=SDH.z$ [daN.m]	F1 [daN]	F2 [daN]	F3 [daN]	F4 [daN]
N1	78,68	78,68	1	78,68	5,99	1,84	0,90	6,93
N2	95,00	16,32	4,16	67,90	5,17	1,59	0,78	5,98
N3	511,51	416,51	4,16	1732,67	131,88	40,61	19,83	152,66
N4	531,31	19,80	7,16	141,77	10,79	3,32	1,62	12,49
N5	947,82	416,51	7,16	2982,18	226,99	69,90	34,13	262,76
N6	967,62	19,80	10,16	201,17	15,31	4,71	2,30	17,72
N7	1 384,12	416,51	10,16	4231,70	322,10	99,18	48,42	372,85
N8	1 403,92	19,80	13,16	260,57	19,83	6,11	2,98	22,96
N9	1 875,35	471,42	13,16	6203,92	472,21	145,41	70,99	546,63

Pour le dimensionnement des éléments de la structure, le calcul des charges est nécessaire donc l'effet de séisme sera négligé par rapport aux autres charges d'où les combinaisons d'actions suivantes :

- A l'Etat Limite Ultime ou ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q + W$$

- A l'Etat Limite de Service ou ELS :

$$N_{ser} = G + Q + 0.77 W$$

Avec G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

W : charge due au vent

D'où les tableaux suivants :

Tableau 23: Poteau1

Niveau	Ch. Permanente [G]	Surch.Expl [P]	Vent [W]	Séisme [S]	Total [daN]	ELU	ELS	0,9ELU	0,9ELS
N1	1 588	7	23	6	1 623	2 177	1 612	1 959	1 451
N2	2 083	7	397	5	2 492	3 219	2 396	2 897	2 156
N3	11 210	20	397	132	11 760	15 562	11 537	14 006	10 383
N4	11 705	20	1 177	11	12 914	17 010	12 632	15 309	11 369
N5	20 833	56	1 177	227	22 293	29 386	21 796	26 447	19 616
N6	21 328	56	2 370	15	23 770	31 247	23 209	28 123	20 888
N7	30 456	103	2 370	322	33 251	43 640	32 384	39 276	29 145
N8	30 951	103	3 977	20	35 050	45 915	34 116	41 323	30 704
N9	41 228	103	0	472	41 803	55 812	41 330	50 230	37 197

Tableau 24: Poteau2

niveau	Ch.Permanente [G]	Surch.Expl [P]	Vent [W]	Séisme [S]	Total [daN]	ELU	ELS	1,15ELU	1,15ELS
N1	2 094	11	7	2	2 114	2 851	2 111	3 278	2 427
N2	2 589	11	122	2	2 724	3634	2 694	4 179	3 098
N3	13 871	34	122	41	14 067	18 898	13 999	21 733	16 098
N4	14 366	34	362	3	14 765	19 807	14 679	22 778	16 880
N5	25 648	93	362	70	26 173	35 127	26 020	40 396	29 923
N6	26 143	93	730	5	26 971	36 162	26 798	41 587	30 818
N7	37 424	171	730	99	38 425	51 509	38 158	59 236	43 881
N8	37 919	171	1225	6	39 321	52 672	39 033	60 573	44 888
N9	50 688	171	0	145	51 004	68 685	50 859	78 987	58 487

Tableau 25: Poteau3

Niveau	Ch.Permanente [G]	Surch.Expl [P]	Vent [W]	Séisme [S]	Total [daN]	ELU	ELS	1,15ELU	1,15ELS
N1	2 442	14	3	1	2 460	3 321	2 459	3 819	2 827
N2	2 589	14	60	1	2 664	3 576	2 649	4 113	3 047
N3	13 871	43	60	20	13 993	18 850	13 960	21 677	16 054
N4	14 366	43	177	2	14 587	19 635	14 545	22 581	16 727
N5	25 648	119	177	34	25 978	34 980	25 903	40 227	29 788
N6	26 143	119	356	2	26 620	35 827	26 536	41 202	30 516
N7	37 424	218	356	48	38 047	51 206	37 917	58 887	43 604
N8	37 919	218	598	3	38 738	52 116	38 598	59 934	44 387
N9	50 688	218	0	71	50 976	68 755	50 905	79 068	58 541

Tableau 26: Poteau4

Niveau	Ch.Permanente [G]	Surch.Expl [P]	Vent [W]	Séisme [S]	Total [daN]	ELU	ELS	0,9ELU	0,9ELS
N1	1 576	8	27	7	1 617	2 166	1 604	1 949	1 444
N2	2 071	8	460	6	2 545	3 267	2 433	2 941	2 190
N3	11 205	23	460	150	11 838	15 621	11 582	14 059	10 424
N4	11 700	23	1 363	12	13 098	17 192	12 772	15 473	11 495
N5	20 834	63	1 363	258	22 518	29 584	21 947	26 625	19 752
N6	21 329	63	2 744	18	24 154	31 633	23 505	28 470	21 155
N7	30 463	116	2 744	365	33 688	44 043	32 692	39 638	29 422
N8	30 958	116	4 604	23	35 700	46 571	34 619	41 914	31 157
N9	41 329	116	0	536	41 980	55 968	41 445	50 371	37 300

L'étude de la descente de charge nous a permis de déterminer toutes les charges pouvant s'appliquer au bâtiment pour ainsi dimensionner la structure jusqu'aux fondations.

Chapitre VII. CALCUL DES STRUCTURES

La structure d'un bâtiment, c'est son système porteur composé de différents éléments. La structure est sollicitée par des actions. Le but est de déterminer les valeurs de ces actions à savoir le moment de flexion ainsi que l'effort tranchant. Les résultats obtenus nous seront utiles pour le dimensionnement des armatures des éléments en béton armé.

Méthode utilisée pour le calcul des structures :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des sollicitations dans un bâtiment. Nous pouvons citer :

- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments
- Les méthodes de calcul en résistance des matériaux à savoir :
 - ✓ La méthode de rotation (n équation à n inconnues)
 - ✓ La méthode de CROSS

Nous allons choisir la méthode de CROSS pour la suite des calculs.

VII.1) Généralités sur la méthode de CROSS

La méthode de HARDY CROSS permet, par des calculs simples, de déterminer rigoureusement les efforts s'exerçant dans un système hyperstatique à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures.

Le moment fléchissant en un point x s'obtient par la formule suivante :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$

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

$\mu(x)$: moment fléchissant au point d'abscisse x de la poutre droite isostatique, de même portée et supportant les mêmes charges ;

M_{AB} : Moment transmis par le nœud A à la barre AB ;

M_{BA} : Moment transmis par le nœud B à la barre AB ;

L'effort tranchant s'obtient par la formule :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \quad \text{avec } \theta = \frac{d\mu}{dx}$$

VII.2) Evaluation des charges

Nous allons faire l'étude du portique de la file à laquelle appartient le poteau le plus chargé. Les charges verticales, notées q_i , sont les charges par mètre linéaire appliquées à chaque poutre.

Voici le schéma de modélisation des charges :

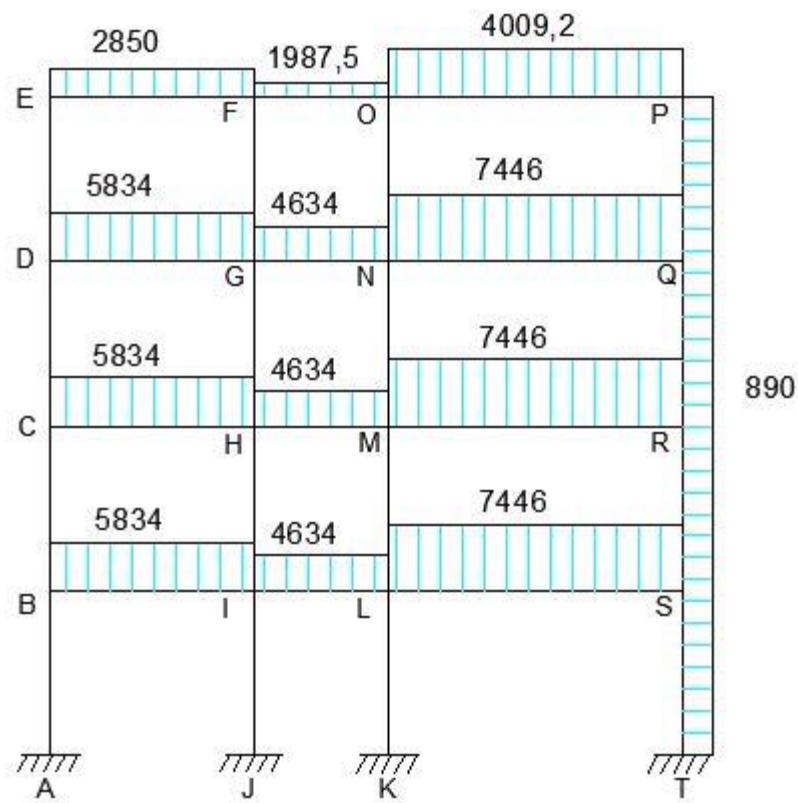


Figure 14: Modelisation des charges à l'ELU [daN/ml]

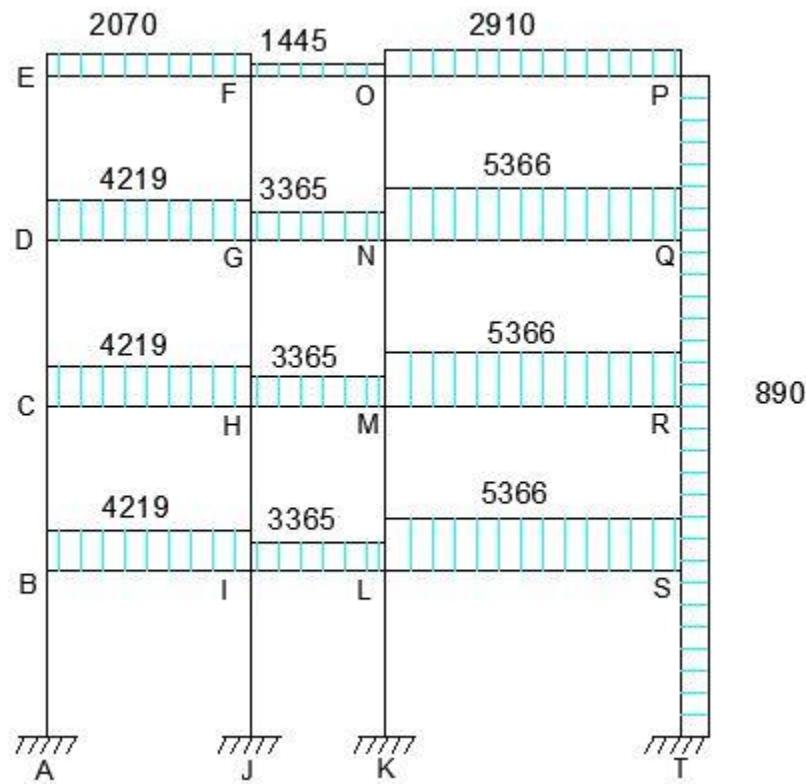


Figure 15: Modélisation des charges à l'ELS [daN/ml]

VII.3) Méthode pratique de calcul :

- ✓ Moment d'inertie (I) des éléments porteurs

Nos portiques, poteaux et poutres, sont de formes rectangulaires donc I se calcule par :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Avec b : base de la section

h : hauteur de la section

Par application numérique, on a le tableau suivant :

Tableau 27: Valeurs numériques de I en [m⁴] pour les portiques.

	poteau	poutre
I	$\frac{0.22 \times 0.3^3}{12}$	$\frac{0.22 \times 0.40^3}{12}$
I [m ⁴]	0.000495	0.001173

- ✓ Calcul de la raideur Ri

Les portiques seront considérés comme encastrés donc la formule est :

$$Ri = \frac{I}{L}$$

I : moment d'inertie dans les barres ;

L : longueur de chaque barre.

- ✓ Calcul du coefficient de répartition Ci

Il permet de répartir la somme des moments en un nœud entre les barres ou les poutres qui en dérivent.

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

- ✓ Calcul du moment Mi de chaque barre

Le moment se calcule par application de la formule en résistance des matériaux en considérant que chaque barre est encastrée à ses deux extrémités et est soumise à une charge linéaire q.

$$\text{On a alors} \quad Mi = \frac{ql^2}{12}$$

VII.4) Procédé de calcul :

Il est très pratique d'utiliser un tableau pour la méthode de CROSS dont les caractéristiques sont les suivantes :

- 1^{ère} ligne : les nœuds
- 2^{ème} ligne : les barres aboutissants à chaque nœud
- 3^{ème} ligne : coefficient de répartition
- 4^{ème} ligne : moment d'encastrement aux extrémités de chaque nœud
- Lignes suivants : opérations de la construction

VII.5) Récapitulation des combinaisons

Tableau 28: Récapitulation des valeurs du moment fléchissant à l'ELU

Travée	M(x) [Tf.m]	M(x) [Tf.m]	M(x) [Tf.m]	[Tf.m]	[MN.m]
BI	4,694	4,697	4,695	4,697	0,047
IL	-4,429	-4,470	-4,447	-4,429	-0,044
LS	11,564	11,564	11,564	11,564	0,116
CH	4,498	4,505	4,508	4,508	0,045
HM	-3,170	-3,217	-3,232	-3,170	-0,032
MR	11,173	11,173	11,173	11,173	0,112
DG	4,734	4,741	4,743	4,743	0,047
GN	-3,147	-3,196	-3,217	-3,147	-0,031
NQ	11,366	11,366	11,366	11,366	0,114
EF	2,573	2,577	2,579	2,579	0,026
FO	-3,847	-3,888	-3,906	-3,847	-0,038
OP	6,559	6,559	6,560	6,560	0,066

Tableau 29: Récapitulation des valeurs du moment fléchissant à l'ELS

Travée	M(x) [Tf.m]	M(x) [Tf.m]	M(x) [Tf.m]	[Tf.m]	[MN.m]
BI	3,393	3,395	3,393	3,395	0,034
IL	-3,167	-3,196	-3,179	-3,167	-0,032
LS	8,332	8,332	8,333	8,333	0,083
CH	3,252	3,256	3,258	3,258	0,033
HM	-2,266	-2,299	-2,310	-2,266	-0,023
MR	8,051	8,051	8,051	8,051	0,081
DG	3,421	3,425	3,427	3,427	0,034
GN	-2,241	-2,275	-2,290	-2,241	-0,022
NQ	8,188	8,189	8,189	8,189	0,082
EF	1,870	1,874	1,875	1,875	0,019
FO	-2,801	-2,831	-2,844	-2,801	-0,028
OP	4,763	4,764	4,764	4,764	0,048

Tableau 30: Récapitulation des efforts tranchants en travée

ELU	charge verticale [daN.m]		charge verticale + vent gauche [daN.m]		charge verticale + vent droite [daN.m]		maximale gauche [daN.m]	maximale droite [daN.m]
	Gauche	droite	Gauche	droite	Gauche	droite		
Travée	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)
BI	10 972	-10 614	10 958	-10 628	10 967	-10 619	10 972	-10 614
IL	3 031	-8 322	3 008	-8 346	3 021	-8 332	3 031	-8 322
LS	20 872	-18 964	20 864	-18 973	20 869	-18 967	20 872	-18 964
CH	10 988	-10 598	10 967	-10 618	10 959	-10 626	10 988	-10 598
HM	3 532	-7 822	3 499	-7 854	3 489	-7 865	3 532	-7 822
MR	20 730	-19 106	20 719	-19 117	20 714	-19 122	20 730	-19 106
DG	10 954	-10 631	10 933	-10 653	10 924	-10 662	10 954	-10 631
GN	3 486	-7 868	3 453	-7 901	3 439	-7 915	3 486	-7 868
NQ	20 784	-19 053	20 772	-19 065	20 767	-19 070	20 784	-19 053
EF	5 367	-5 178	5 356	-5 189	5 351	-5 194	5 367	-5 178
FO	754	-4 116	738	-4 132	732	-4 139	754	-4 116
OP	11 450	-9 998	11 443	-10 005	11 440	-10 008	11 450	-9 998

Tableau 31: Récapitulation des efforts tranchants en travée

ELS	charge verticale [daN.m]		charge verticale + vent gauche [daN.m]		charge verticale + vent droite [daN.m]		maximale gauche [daN.m]	maximale droite [daN.m]
	Gauche	droite	Gauche	droite	Gauche	droite	Gauche	droite
Travée	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)	T(x)
BI	7 930	-7 678	7 921	-7 688	7 927	-7 681	7 930	-7 678
IL	2 219	-6 025	2 202	-6 042	2 211	-6 032	2 219	-6 025
LS	15 042	-13 666	15 035	-13 672	15 040	-13 668	15 042	-13 666
CH	7 942	-7 667	7 927	-7 681	7 922	-7 687	7 942	-7 667
HM	2 579	-5 665	2 555	-5 688	2 548	-5 696	2 579	-5 665
MR	14 940	-13 768	14 931	-13 776	14 928	-13 780	14 940	-13 768
DG	7 919	-7 690	7 903	-7 705	7 897	-7 712	7 919	-7 690
GN	2 549	-5 695	2 525	-5 719	2 515	-5 729	2 549	-5 695
NQ	14 977	-13 731	14 968	-13 739	14 965	-13 743	14 977	-13 731
EF	3 898	-3 761	3 889	-3 770	3 886	-3 773	3 898	-3 761
FO	0 547	-2 993	0 535	-3 005	0 531	-3 010	0 547	-2 993
OP	8 312	-7 256	8 307	-7 261	8 305	-7 263	8 312	-7 256

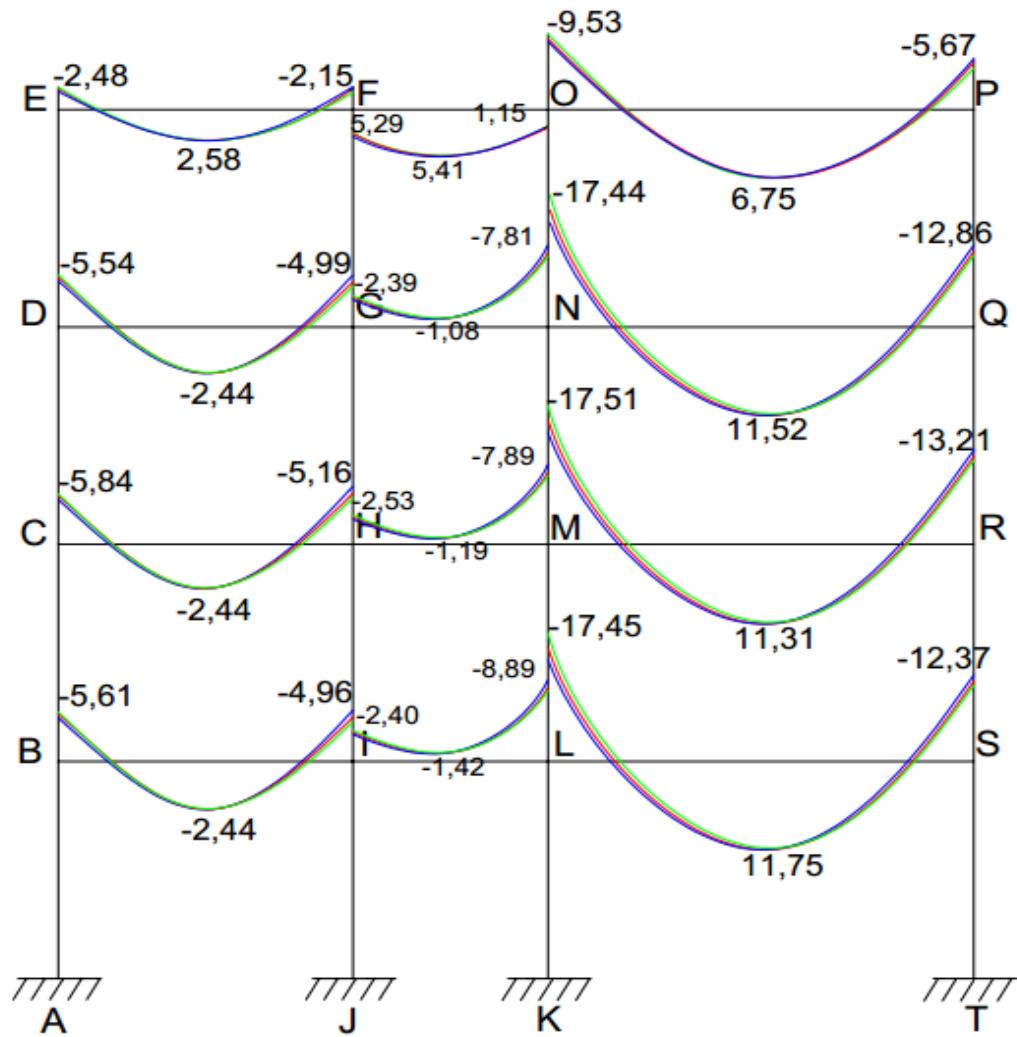


Figure 16: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU [kN.m]

- Sans effet du vent
- Avec effet de vent à gauche
- Avec effet de vent à droite

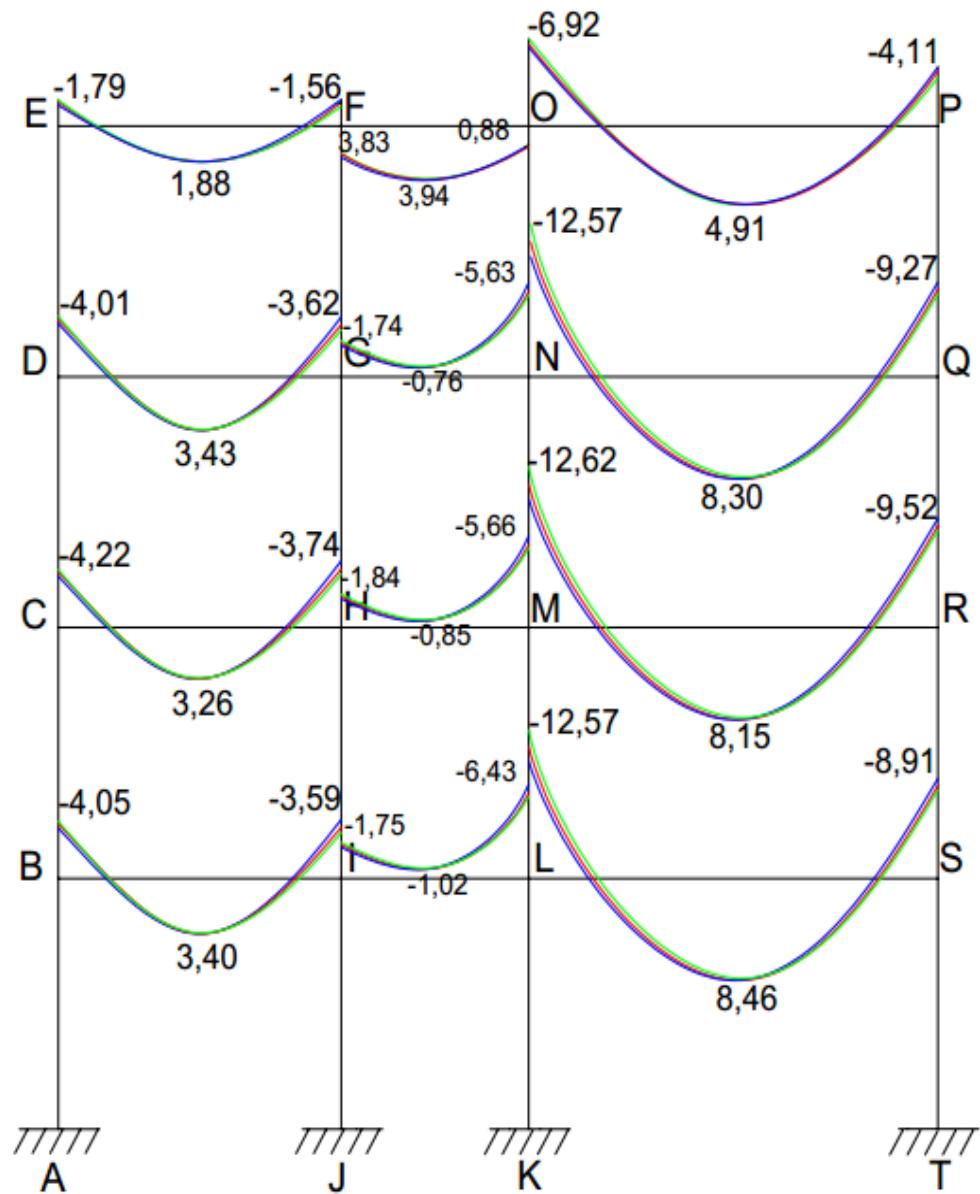


Figure 17: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS [kN/m]

- Sans effet du vent
- Avec effet de vent à gauche
- Avec effet de vent à droite

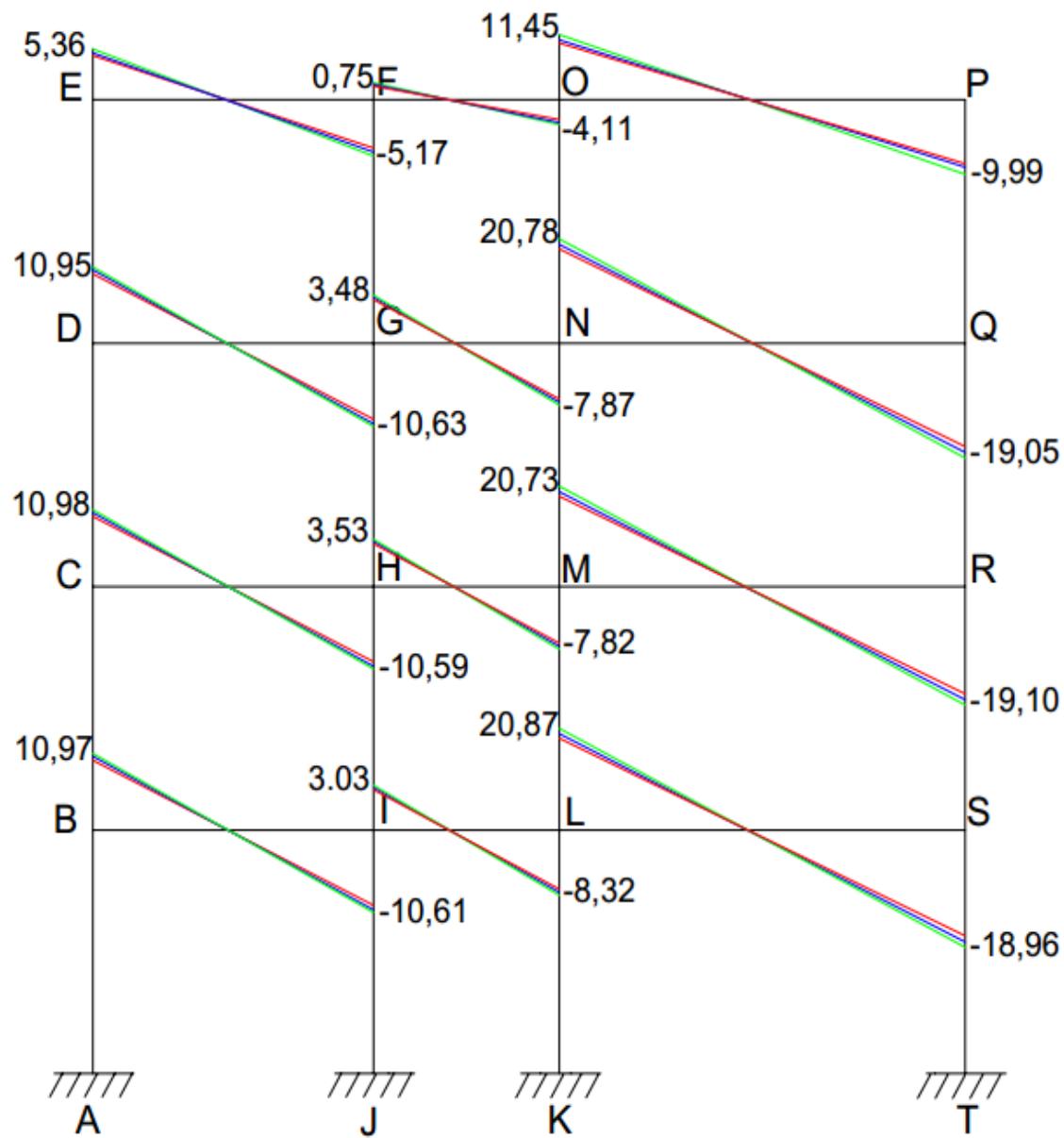


Figure 18: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU [kN.m]

- Sans effet du vent
- Avec effet de vent à gauche
- Avec effet de vent à droite

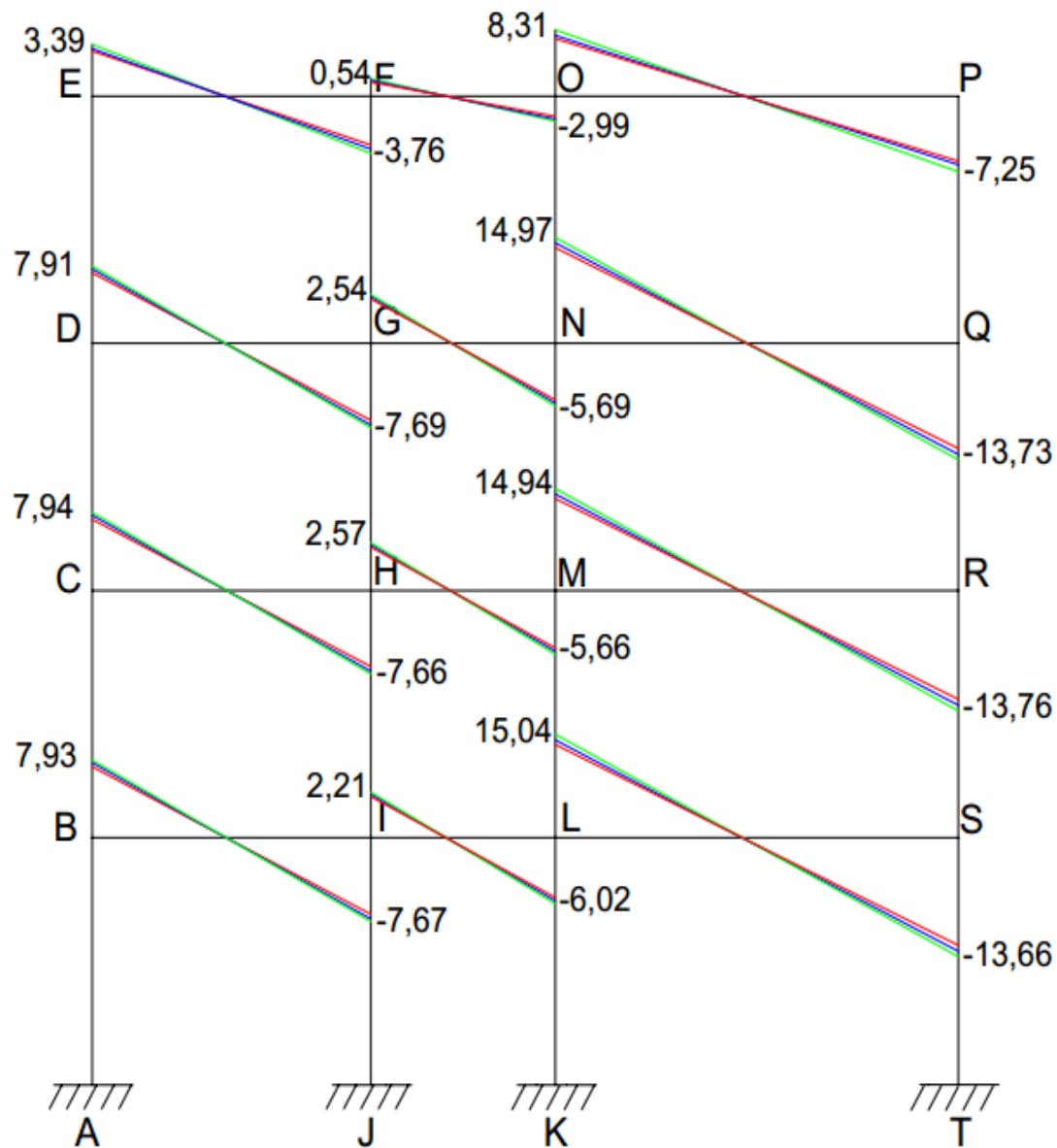


Figure 19: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS [kN.m]

- Sans effet du vent
- Avec effet de vent à gauche
- Avec effet de vent à droite

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques. Dimensionner chaque élément en béton armé fera l'objet de ce chapitre.

VIII.1) Dimensionnement des poutres

1) Hypothèse de calcul :

Le but de cette partie est de déterminer les sections d'armatures à utiliser dans notre poutre et de vérifier l'admissibilité de la flèche. Les poutres seront calculées comme étant des poutres continues reposant sur des appuis multiples.

D'après les résultats obtenus dans les calculs de structures, on constate que la poutre NQ est la plus sollicitée, nous allons donc procéder à l'étude de celle-ci.

2) Détermination des armatures longitudinales

Nos calculs seront basés sur la règle du B.A.E.L. 91 modifié 99. Puisque les efforts normaux dans les poutres sont assez faibles par rapport aux moments fléchissant et efforts tranchant, les poutres sont supposées soumises à la flexion simple.

Comme notre poutre se trouve dans un espace clos, nous allons considérer une fissuration peu préjudiciable. Cependant, le calcul sera effectué à l'ELU et la vérification sera à l'ELS. Nous allons détailler un calcul pour la travée DQ.

Elles ont pour rôle de :

- ▶ Supporter le mur au-dessus ;
- ▶ Supporter le plancher ;
- ▶ Solliciter en flexion, transmettre des charges verticales aux poteaux.

Hypothèses de calcul

- ▶ Les poutres sont soumises à la flexion simple ;
- ▶ Les valeurs des sollicitations sont les résultats des sollicitations des courbes enveloppes.

Caractéristiques des matériaux :

- ▶ Béton :

 - Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CEM I 42.5 :
 - La résistance mécanique à 28 jours d'âge: $f_{c28}=25$ à 30 MPa en compression et $f_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa en traction. Cela après contrôle stricte et régulier sur chantier.
 - La fissuration est peu préjudiciable.
 - Les coefficients de sécurité : $\theta = 1$

$$\gamma_b=1.5 \text{ (combinaison fondamentale)}$$

Aacier

- Aacier à haute adhérence E400
- La limite d'élasticité égale à 400 MPa ;
- $\gamma_s=1.15$ Coefficient partiel de sécurité. $\gamma_s=1.15$ (combinaison fondamentale)

Section des armatures longitudinales

Le moment réduit est donné par la relation suivante :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_{bu} < \mu_{lu}$, donc nous avons une section à simple armature (SSA) ;

Si $\mu_{bu} > \mu_{lu}$, donc nous avons une section à double armature (SDA).

- étude de la poutre DG

On a:

- $M_u = 5540 \text{ daN.m} = 0.0554 \text{ MN.m}$

- $b = 0.22 \text{ m}$

- $d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0554}{0,22 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,137$$

Ici, $\mu_{lu} = 0,392$ car on a des aciers e 400.

Nous avons $\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc nous avons une section à simple armature

La section d'armature est définie par :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b f_{ed}}$$

Avec :

$$z_b = d(1 - 0.6\mu)$$

Application numérique :

$$z_b = 0.36(1 - 0.6 * 0.137)$$

$$z_b = 0.33 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{0,0554}{0,33 * 266,67}$$

$$A_u = 629 \text{ mm}^2$$

Nous allons donc prendre **6HA12** soit $A=678 \text{ mm}^2$

Condition de non fragilité

La condition de non fragilité indique la section des armatures minimale à considérer.

Cette section est égale à :

$$A_{min} = \sup \left(\frac{b_o h}{1000}; 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Application numérique :

$$A_{min} = \sup \left(\frac{220 * 400}{1000} ; 0.23 * 220 * 360 * \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{min} = 95,6 \text{ mm}^2$$

Par comparaison. $A_u \geq A_{min}$, donc la condition de non fragilité est vérifiée.

- étude de la poutre NQ

On a:

- $M_u = 17439 \text{ daN.m} = 0.174 \text{ MN.m}$

- $b = 0.22 \text{ m}$

- $d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{0,174}{0,22 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$\mu_{bu} = 0,432$

Ici, $\mu_{lu} = 0,392$ car on a des aciers e 400.

Nous avons $\mu_{bu} > \mu_{lu}$, donc le calcul de la section à double armature (SDA) est de vigueur.

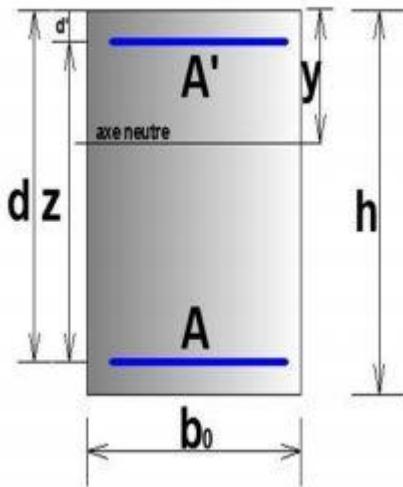


Figure 20 : Schéma d'une poutre rectangulaire avec double armature

Les étapes à suivre pour la détermination de A et A' se font en suivant un organigramme de calcul.
Les détails sont les suivants :

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sce}(d - d')}$$

$$A = \frac{M_{lu}}{Z_b fed} + A' \frac{\sigma_{sce}}{fed}$$

Avec $M_{lu} = \mu_{lu} \times b_o \times d^2 \text{ fbu}$

$$M_{lu} = 0,392 \times 0,22 \times 0,36^2 \times 14,17 = 0,16 \text{ [MN.m]}$$

d' : Distance du centre de gravité des armatures comprimée à fibre de béton la plus comprimée

zb : Bras de levier limite de l'effort de compression.

$$zb = d (1 - 0,4\alpha l)$$

$$\text{et } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,392)}) = 0,67$$

$$zb = 0,36(1-0,4(0,67)) = 0,3$$

On obtient : **A = 16,62 cm²**, nous allons choisir

3HA20 comme premier lit

3HA14 comme deuxième lit

3HA10 comme troisième lit

et **A' = 2,82 cm²** et nous choisissons **3HA12** comme armature.

Nous obtenons les résultats résumés des 3 travées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 32: Sections des armatures longitudinales pour chaque poutre de la travée étudié

poutres	Mu [daNm]	Section	Ast [cm ²]
DG	5 540	S.S.A	2,58
GN	2 390	S.S.A	6,29
NQ	17 439	S.D.A	A' = 2,82
			A = 16,62

Tableau 33: Sections des armatures longitudinales pour chaque appui

Appuis	D	G gauche	G droite	N gauche	N droite	Q
A [cm ²]	4,82	4,26	1,98	7,00	A' = 2,82	A = 16,62
A définitif	4,89	4,89	2,35	8,01	A' = 3,39	A = 17,43
Choix de l'acier	1 ^{er} lit:3HA12 2 ^è Lit:3HA8	1 ^{er} lit:3HA12 2 ^è Lit:3 HA8	3HA 12	1 ^{er} lit:3HA14 2 ^è Lit:3HA10	3 HA 12	1 ^{er} lit:3 HA 20 2 ^è Lit:3 HA 14 3 ^è lit:3 HA 10

Tableau 34: Section des armatures en travées

Travée	Mu [MN.m]	A [cm ²]	Section définitive [cm ²]	Acier
DG	0,047	4,08	4,62	3HA14
GN	0,031	2,64	3,39	3HA12
NQ	0,114	10,92	11,60	1er lit: 3HA14
				2è lit: 3HA14
				3è lit: 3HA10

3) CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Choix du diamètre

On a fixé la valeur de la section d'armature transversale A_t , ce qui revient dans les faits à choisir le diamètre des armatures transversales. On doit choisir \emptyset_1 tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_o}{10} \right)$$

\emptyset_l – Diamètre des armatures longitudinales ;

h – Hauteur totale de la poutre ;

b_o – Largeur de la poutre

On a donc $\emptyset_t \leq \min \left\{ 11,43 ; 10 ; \frac{220}{10} \right\}$ or $\emptyset_t \leq 10\text{mm}$

Nous allons fixer $\emptyset_t = 6\text{ mm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour que la contrainte de cisaillement soit vérifiée, il faut respecter l'inégalité suivant :

$$\tau_{max} = \frac{V_u}{b_o d} \leq \tau_{u limite} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right)$$

Dans notre structure, la valeur maximale de l'effort tranchant est **20 872 daN.m.**

Application numérique :

$$\tau_{max} = \frac{20\ 872 * 10}{220 * 360}$$

$$\tau_{max} = 2,63 MPa$$

$$\tau_{u limite} = \min \left(0.2 * \frac{25}{1.5}; 5 MPa \right)$$

$$\tau_{u limite} = 3.33 MPa$$

Pour la valeur maximale de l'effort tranchant, nous avons : $\tau_{max} < \tau_{u limite}$. On peut dire que la vérification à la contrainte de cisaillement de toutes les poutres est vérifiée.

Espacement des armatures transversales

L'espacement est donné par la formule :

$$S_t \leq \frac{0.9 f_{ed} A_t}{b \left(\frac{V_u}{b_0 d} - (0.3 k * f_{t28}) \right)}$$

Où :

S_t: Espacement des armatures ;

A_t: Section globale d'un cours d'armatures transversales ;

f_{ed}: Contrainte de l'acier en service.

b₀: Largeur du béton ;

$f_{t_{28}}$: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28jours d'âge ;

k: 1 en FPP ou s'il n'y a pas de reprise de bétonnage

Mais la valeur qui limite cet espacement st suit le règlement suivant :

$$st \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 36\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

Aux environs des appuis, on prend :

$$V_{u0} = V_{u \max} - \frac{5}{6} h p_u$$

Où :

p_u : Charge ultime appliquée sur la poutre à l'ELU.

h : Hauteur de la poutre

Avec :

$$V_{\max} = 20\ 872 \text{ daN} = 0.209 \text{ MN}$$

$$p_u = 11\ 564 \text{ daN/m} = 0.116 \text{ MN/m}$$

$$V_{u0} = 0,209 - \frac{5}{6} * 0,40 * 0,116$$

$$V_{u0} = 0,170 \text{ MN}$$

Contrainte tangentielle au niveau de l'appui

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d}$$

$$\tau_{u0} = \frac{0,170}{0,22 * 0,36}$$

$$\tau_{u0} = 2,14 \text{ MPa}$$

Nécessité et nature des armatures d'âmes

Si : $\tau_u \leq X_1$

Avec :

$$X_1 = \min \left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \text{ MPa} \right)$$

Les armatures d'âmes ne sont pas nécessaires mais on mettra des armatures transversales pour maintenir les armatures longitudinales en place.

Si : $X_1 \leq \tau_u < X_2$

Avec :

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$X_2 = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$X_2 = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Les armatures d'âmes sont nécessaires : des armatures verticales sont suffisantes.

Si : $X_2 \leq \tau_u < X_3$

Avec :

$$X_3 = \min \left(\frac{0,27 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right)$$

Des armatures d'âme oblique sont à prévoir.

Si : $X_3 \leq \tau_u$

On va prévoir des armatures mixtes, c'est-à-dire verticales et obliques.

Vérification des armatures d'âmes

Vérifions si :

$$\tau_u \leq X_1$$

$$X_1 = \min \left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \text{ MPa} \right)$$

$$X_1 = \min \left(\frac{0,07 * 25}{1,5} ; 1,5 \text{ MPa} \right)$$

$$X_1 = \min(1,17 ; 1,5) \text{ MPa} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc, } \tau_u > X_1$$

On doit prévoir d'armature d'âme.

Vérifions si :

$$X_1 \leq \tau_u \leq X_2$$

$$\text{Avec : } X_2 = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$X_2 = \min \left(\frac{0,20 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$X_2 = 3,33 \text{ MPa}$$

Comme : $X_1 < \tau_u < X_2$

Les armatures d'âmes sont nécessaires : des armatures verticales sont suffisantes.

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

$$S_t \leq \min(0,9 * 36; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4; 40 \text{ cm})$$

$S_t = 33 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ donc la condition de sécurité est vérifiée.

Répartition des armatures transversales

La répartition des cours d'armatures transversales, pour les poutres à section rectangulaire ; soumises à des charges uniformément réparties, obéit à la méthode de répartition forfaitaire des espacements de CAQUOT.

Cette méthode est définie comme suit :

- on calcule le premier espacement S_t à l'appui ;
- on positionne le premier cours d'armatures transversales à une distance $S_t / 2$ de l'appui ;
- après l'espacement calculé S_t , on peut choisir les espacements suivants dans la suite de nombre : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40 [cm] ;
- les armatures qui suivent sont ensuite espacées de S_t n fois pour couvrir le voisinage de l'appui $\frac{5h}{6}$ tel que :

$$n \geq \frac{1}{6} \left(\frac{5h}{S_t} - 3 \right) = 3,06 ; \text{ on prend } n = 4$$

- Répéter les nombres $S_{t+1} \geq S_t$ avec un nombre de répétition l'_0 tel que :

$$l'_0 = (l_0 - \frac{5h}{6}) \left(1 - \frac{0.3k * f_{t28}}{\tau_u}\right)$$

Avec l_0 = la distance où l'effort tranchant s'annule $l_0 = 2,7\text{m}$

Alors pour la poutre LS, on a :

4) Disposition constructive des armatures

Pour la répartition des armatures transversales, la première armature est placée à $S_{to}/2$ à partir de l'appui.

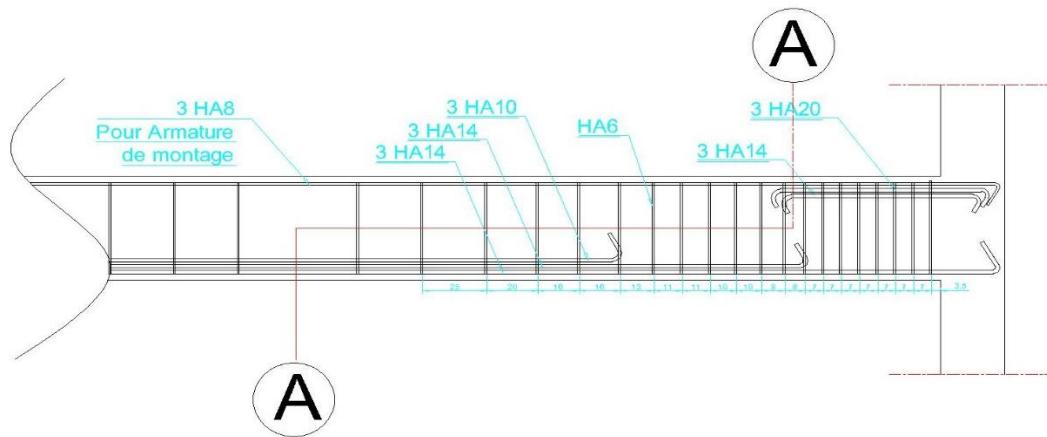


Figure 21:Coupe longitudinale de la poutre

Coupe A - A

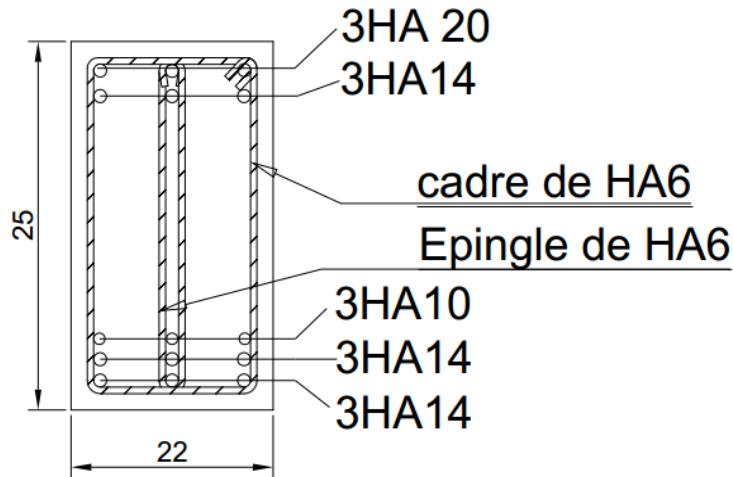


Figure 22: Coupe transversale d'une poutre

1. Enrobage

L'enrobage c_t doit être supérieur à \emptyset_l . Nous avons :

$c_t \geq \emptyset_l = 12 \text{ mm}$, donc nous allons prendre $c_t = 2 \text{ cm}$.

La distance e_h entre deux armatures de même nappe est :

$$e_h \geq \max(\emptyset_l; 4 \text{ cm})$$

$$e_h = \frac{25 - 2 * 2 - 1,4 * 4 - 2 * 0,6}{3} = 4,7 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$$

$$\text{Cadre : } l_d = 2(a + b) + 25,56 \emptyset_t$$

$$\text{Etrier : } l_d = 2b + 24,27 \emptyset_t$$

Avec :

a : base de l'armature ;

b : hauteur de l'armature.

VIII.2) CALCUL DU POTEAU

Les poteaux sont des éléments verticaux de la construction. Ils sont destinés à transmettre les charges de la superstructure à la fondation, servir de chaînage vertical et assurer ainsi la stabilité transversale de l'ensemble en formant un système solidaire avec les poutres.

En général, les poteaux sont sollicités aux efforts normaux de compression, Le béton résistant très bien à la compression, il serait théoriquement inutile de placer des armatures.

Mais les charges transmises au poteau ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie du chargement). Pour ces raisons, on introduit des armatures.

1) Dimensionnement de la pièce

Les matériaux ont les mêmes caractéristiques que ceux utilisés pour le calcul des poutres.

Pour le calcul, nous allons étudier le poteau C4 car il est le plus sollicité des portiques rectangulaires, avec un effort ultime de compression **N_u = 59 934 daN = 0,6 MN**, de côté **a** et **b**. Les dimensions de la pièce sont donc :

- **Côtés**

$$a = 22 \text{ cm}$$

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

- **Surface du béton B = a*b**

$$B = 22 * 30$$

$$B = 660 \text{ cm}^2 = 0,06 \text{ m}^2$$

- **Surface réduite du béton**

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

$$Br = (22 - 2) * (30 - 2)$$

$$Br = 560 \text{ cm}^2 = 0,056 \text{ m}^2$$

- **Hauteur du poteau**

$$l_0 = 3,00 \text{ cm}$$

- **Longueur du flambement**

$$l_f = 0,7 l_0$$

$$l_f = 0,7 * 3,00$$

$$l_f = 2,1 \text{ m}$$

2) Calcul des armatures longitudinales

- **Elancement**

La déformation du poteau soumis à un effort de compression est liée à son élancement

λ défini par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{i}$$

i - rayon de giration de la section calculé dans le plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{ab}}$

I - moment d'inertie de la section : $I = \frac{ab^3}{12}$

$$i = \frac{h}{2\sqrt{3}}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = \frac{2,1\sqrt{12}}{0,22}$$

$\lambda = 33,06 < 35$; Donc, le poteau est soumis à une **compression simple**.

- **Coefficient de sécurité**

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{33,06}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,72$$

- **Aire de la section d'armature**

La valeur de l'aire de la section d'armature d'un poteau a pour expression :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(\frac{0,6}{0,72} - \frac{0,056 * 25}{0,9 * 1,5} \right)$$

$$A \geq -0,000586 \text{m}^2 = -5,86 \text{ cm}^2$$

- **Limites de la section**

$$A_{min} = \max \left(\frac{4 \text{cm}^2}{m} \text{ de longueur de paroi} ; \frac{0,2B}{100} \right)$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Application numérique :

$$B = a * b$$

$$B = 660 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left(4 * 1,24 ; \frac{0,2 * 660}{100} \right)$$

$$A_{min} = 496 \text{ mm}^2 = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

$$A_{max} = \frac{5 * 660}{100}$$

$$A_{max} = 33 \text{ cm}^2$$

Comme $A < A_{min}$, nous allons prendre **4HA14** soit $A = 6,16 \text{ cm}^2$ comme armature pratique.

3) Calcul des armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la relation :

$$\frac{1}{3} \phi_{l \max} \leq \phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$4,7 \text{ mm} \leq \phi \leq 12 \text{ mm}$$

Prenons un cadre de $\phi 6$.

On a alors un cadre HA6.

- **Espacement des cadres**

Comme on a $A > A_{min}$; l'espacement sera :

$$S_t \leq \min(a + 10; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l)$$

ϕ_l : Diamètre des barres longitudinales ;

a : Petit côté du poteau.

$$S_t \leq \min(32 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 15 * 1,4)$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Prenons pour l'espacement des cadres espacés de $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante

- **Espacements des armatures dans la zone de recouvrement :**

Cet espacement dans la zone de recouvrement est donné par la formule :

$$St = \frac{l'r - 4\Phi l}{x - 1}$$

Avec : $l'r$: longueur de recouvrement : $l'r = 0.6ls$

Et ls : longueur de scellement droit, donnée par la relation : $ls = \frac{\Phi l.fe}{4\tau_{su}}$

Et $\tau_{su} = 0.6\psi s^2$. $f_{t28} = 0,6*(1,5)^2*2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$\text{On a : } l'r = 0.6 * \frac{1,4*400}{4*2,835} = 29,62 \text{ cm}$$

Pour $x = 3$, on obtient $St = 12,01 \text{ cm}$

$n \geq 3$ dans la zone de couverture.

Nous allons prendre 3 nappes d'armatures transversales régulièrement espacées de 12 cm dans la zone de recouvrement.

4) Disposition constructive des armatures

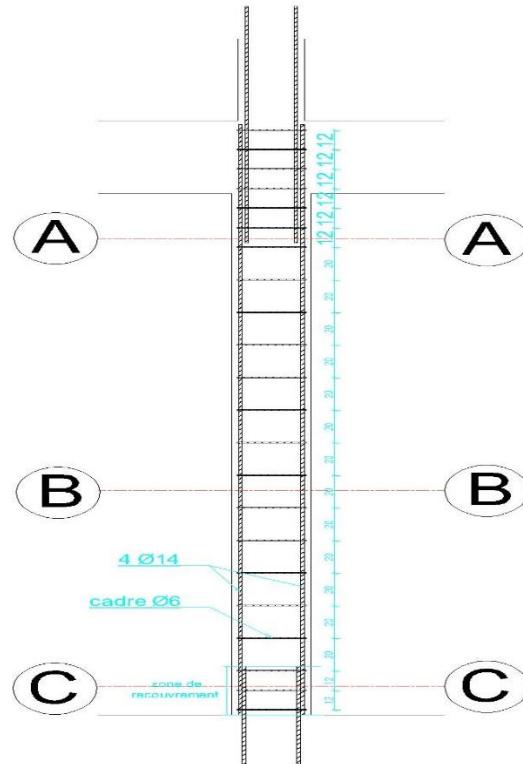


Figure 23:Coupe longitudinale du poteau P9

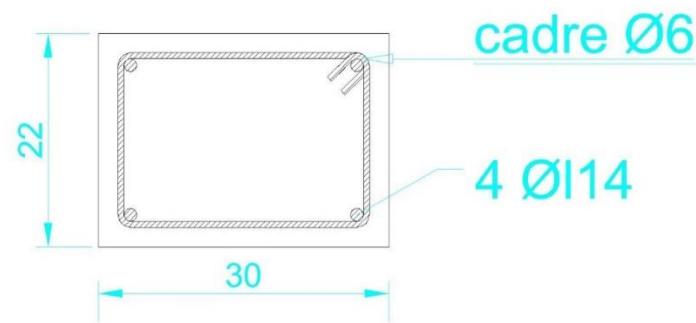


Figure 24: Coupe transversale du poteau P9 et nomenclature des aciers

VIII.3) Calcul de la DALLE :

Le plancher est un des principaux ouvrages de gros œuvre dans la construction de bâtiment ; c'est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols ; ils doivent remplir les fonctions principales suivantes :

- Assurer la transmission des charges permanentes et variables aux porteurs verticaux qui les descendront aux fondations ;
- Participer à la distribution des efforts horizontaux (vent) aux éléments de contreventement ;
- Assurer l'isolation acoustique et thermique des différents niveaux, l'isolation thermique est généralement considérée pour des niveaux exposés horizontaux ;
- Assurer la stabilité au feu pendant le temps nécessaire à l'intervention des moyens de protection.

Dans notre construction, nous avons un plancher en dalle pleine. Une dalle pleine est un élément horizontal généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur h est petite par rapport à la petite portée lx et la grande portée ly . Les dimensions sont :

$$- h = 0.15\text{m}$$

$$- lx = 3,7 \text{ m}$$

$$- ly = 5,25 \text{ m}$$

On a vu dans l'étude de predimensionnement que $0.4 \leq \frac{lx}{ly} = 0.70 \leq 1$;

On peut en conclure que le plancher se repose sur ses quatre (4) côtés (dalle portant sur deux sens).

• Calcul des sollicitations

Soit p la charge uniformément répartie par unité de surface et couvrant entièrement la dalle. Les moments fléchissant développés au centre de la dalle ont pour expression :

- ✓ Suivant lx : $Mo_x = \mu_x p l_x^2$
- ✓ Suivant ly : $Mo_y = \mu_y Mox$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\alpha = lx/ly$.

- **Calcul de la charge appliquée sur la dalle**

Le calcul de la dalle se fait comme une poutre de 1m de base. Le calcul de la charge appliquée sur la dalle se fait à l'ELU. La charge appliquée sur la dalle est :

$$p = 1,35G + 1,5Q.$$

Avec : $G = 433 \text{ daN/m}^2 \times 1\text{m} = 433 \text{ daN/m}$

$$Q = 400 \text{ daN/m}^2 \times 1\text{m} = 400 \text{ daN/m}$$

$$P = (1,35 \times 433) + (1,5 \times 400) = 1184,55$$

$$\mathbf{P=1185 \text{ daN/ml}}$$

- **Calcul de α et détermination de μ_x et μ_y :**

Le coefficient α est le rapport entre la petite portée et la grande portée

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{3,7}{5,25} = 0,70$$

Pour $\alpha = 0,70$, on a, d'après le tableau :

- ✓ $\mu_x = 0,0728$
- ✓ $\mu_y = 0,550$

- **Calcul des moments**

- ✓ **Suivant lx : $Mo_x = 0,0728 \times 1185 \times 3,7^2 = 1181 \text{ daN.m}$**
- ✓ **Suivant ly : $Mo_y = 0,550 \times 1181 = 650 \text{ daN.m}$**

Puisque la dalle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, nous prendrons comme :

Moments aux appuis :

- ✓ $M_x = -0.5 M_{ox} = -0.5 \times 1181 ; M_x = -591 \text{ daN.m}$
- ✓ $M_y = -0.5 M_{oy} = -0.5 \times 650 ; M_y = -325 \text{ daN.m}$

Moment en travée :

- ✓ $M_x = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 1181 ; M_x = 886 \text{ daN.m}$
- ✓ $M_y = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 650 ; M_y = 488 \text{ daN.m}$

- Calcul des sections d'armatures

Connaissant le moment ultime sollicitant la section, nous pouvons déterminer la section d'armature nécessaire. Le calcul des armatures de la dalle se fera comme celui d'une poutre de longueur L et 1m de base.

- ✓ Armature en travée suivant lx :

$$\mu x = \mu_{bu} = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $M_x = 886 \text{ daN.m} = 0,0089 \text{ MN.m}$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m}$$

d'où :

$$\mu x = \mu_{bu} = \frac{0,0089}{1 \times 0,117^2 \times 14,17}$$

$$\mu x = \mu_{bu} = 0,046$$

Après avoir déterminé le coefficient caractéristique de la déformation μ de la section, on va le comparer avec un moment réduit limite $\mu_{lu} = 0,392$.

Par comparaison, $\mu < \mu_{lu}$, donc nous avons une section à simple armature.

La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_x = \frac{M_x}{f_{ed} z_b}$$

Avec : $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$ et $Z_{bx} = d(1 - 0,6\mu_x)$

Par application numérique, on a :

$$Z_{bx} = 0,117(1 - 0,6 \times 0,046)$$

$$Z_{bx} = 0,114 \text{ m}$$

$$A_x = \frac{0,0089}{348 \times 0,114} = 0,000224 \text{ m}^2$$

$$A_x = 2,24 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

Pour que la condition de non fragilité soit satisfaite, il faudra qu' A_x soit supérieur à A_{min} .

$$A_{min} = \sup \left(\frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = \sup \left(\frac{100 \times 13}{1000}; 0,23 \times 100 \times 11,7 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Comme, $A_x > A_{min}$, la condition est vérifiée.

Prenons $A_x = 3,14 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 ; espacé tous les 25 cm.

✓ Calcul de l'armature en travée suivant ly

$$\mu_y = \mu_{bu} = \frac{M_y}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec: $M_y = 488 \text{ daN.m} = 0,0049 \text{ MN.m}$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,13 = 0,117\text{m}$$

D'où :

$$\mu_y = \mu_{bu} = \frac{0,0049}{1 \times 0,117^2 \times 14,17}$$

$$\mu_y = \mu_{bu} = 0,025$$

Après avoir déterminé le coefficient caractéristique de la déformation μ de la section, on va la comparer avec un moment réduit limite $\mu_{lu} = 0,392$.

Par comparaison, $\mu < \mu_{lu}$, donc nous avons une section à simple armature. La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_y = \frac{M_y}{f_{ed}z_{by}}$$

$$\text{Avec : } f_{ed} = 348 \text{ MPa et } Z_{by} = d(1 - 0,6\mu_y)$$

Par application numérique,

$$Z_{by} = 0,117(1 - 0,6 \times 0,025)$$

$$Z_{by} = 0,116\text{m}$$

$$A_y = \frac{0,0049}{348 \times 0,116} = 0,000121 \text{ m}^2$$

$$A_y = 1,21 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A = \max \{A_u ; A_{min}\}$$

$$\text{Avec : } A_{min} = \sup \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Application numérique :

$$A_{min} = \sup \left(\frac{100 \times 13}{1000}; 0,23 \times 100 \times 11,7 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_y < A_{min}$ donc on va utiliser A_{min} soit $1,41 \text{ cm}^2$. On va choisir **4HA8** soit **2,01 cm²** pour armature en travée suivant ly.

✓ **Disposition constructive**

Le schéma suivant représente la disposition des armatures de la dalle :

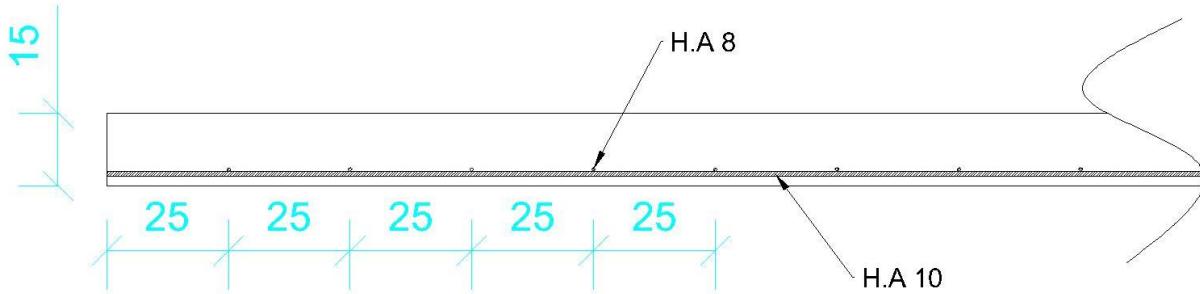


Figure 25: Coupe de la dalle

VIII.4) CALCUL DES FONDATIONS :

✓ **GENERALITES**

Les fondations désignent l'ensemble des ouvrages se trouvant à la base d'une construction. Ces ouvrages ont pour rôle d'assurer, dans les meilleures conditions, la stabilité de l'ensemble et de transmettre au sol support les charges permanentes et variables venant de la superstructure.

L'étude des fondations est donc un point très important dans la phase d'élaboration d'un projet de construction.

L'étude des fondations consiste en particulier à :

- ✓ évaluer la capacité portante du sol support
- ✓ choisir le type de fondation le plus adapté (économiquement et techniquement)
- ✓ dimensionner les ouvrages de transmission des charges

On distingue 3 types de fondations :

✓ Les fondations superficielles :

Pratiquement, les fondations superficielles sont utilisées lorsque le sol résistant se trouve à une faible profondeur. Elles vérifient la relation entre l'ancrage D et la largeur B de la semelle telle que : $\frac{D}{B} < 6$. Il y a : les semelles isolées → placées directement sous les poteaux ;

Les semelles filantes → elles supportent les murs et sont utilisées lorsque la longueur L est très grande devant la largeur B ;

Les radiers → utilisés lorsque L et B sont toutes élevés

✓ Les fondations semi profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche résistante se trouve à une profondeur moyenne. La relation caractérisant ces types de fondations est : $6 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

✓ Les fondations profondes :

Elles sont préférables pour les constructions dont la couche résistante capable de supporter l'ouvrage se trouve à une grande profondeur. De ce fait, on a $\frac{D}{B} > 10$. Ce sont les puits et les pieux.

✓ **Choix du type de fondation :**

Selon les cas précédents, on a une fondation superficielle, avec des semelles isolées reliées par des longrines aux niveaux des poteaux. Ces semelles isolées ont pour rôle de supporter les charges concentriques venant des poteaux.

✓ **Dimensionnement de la semelle isolée :**

Nous allons étudier en détail la semelle sur le poteau C de la file n°4, qui est le plus chargé. Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle isolée de fondation sous poteau.

✓ Côte de la semelle A et B

Notre construction est posée sur un sol ayant en moyenne une contrainte admissible : σ_{sol} de 4 à 10 bars pour 0,80 m d'ancrage. On va continuer le calcul avec la valeur de $\sigma_{sol} = 6$ bars soit 60 000 daN/m²

On a : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$ et dans cette relation, donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec : Nser : la charge à l'E.L.S supportée par la semelle : Nser = 58 541 daN

S : la section d'une semelle et S = A×B ;

Nous avons : $A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

A.N: $A \geq \sqrt{\frac{58\,541}{60\,000}}$ d'où A $\geq 0,98$ m

✓ Calcul de la section de l'armature :

Les aciers seront calculés dans les deux sens de la semelle à l'aide des relations suivantes :

Dans le sens A de la semelle : $A_A = \frac{N_u(A-a)}{8f_{ed}}$

Et dans le sens B de la semelle : $A_B = \frac{N_u(B-b)}{8f_{ed}}$

$N_u = 59\,934$ daN

B= 1,20 m

a= 0,30 m

b= 0,22 m

d= 0,50 m

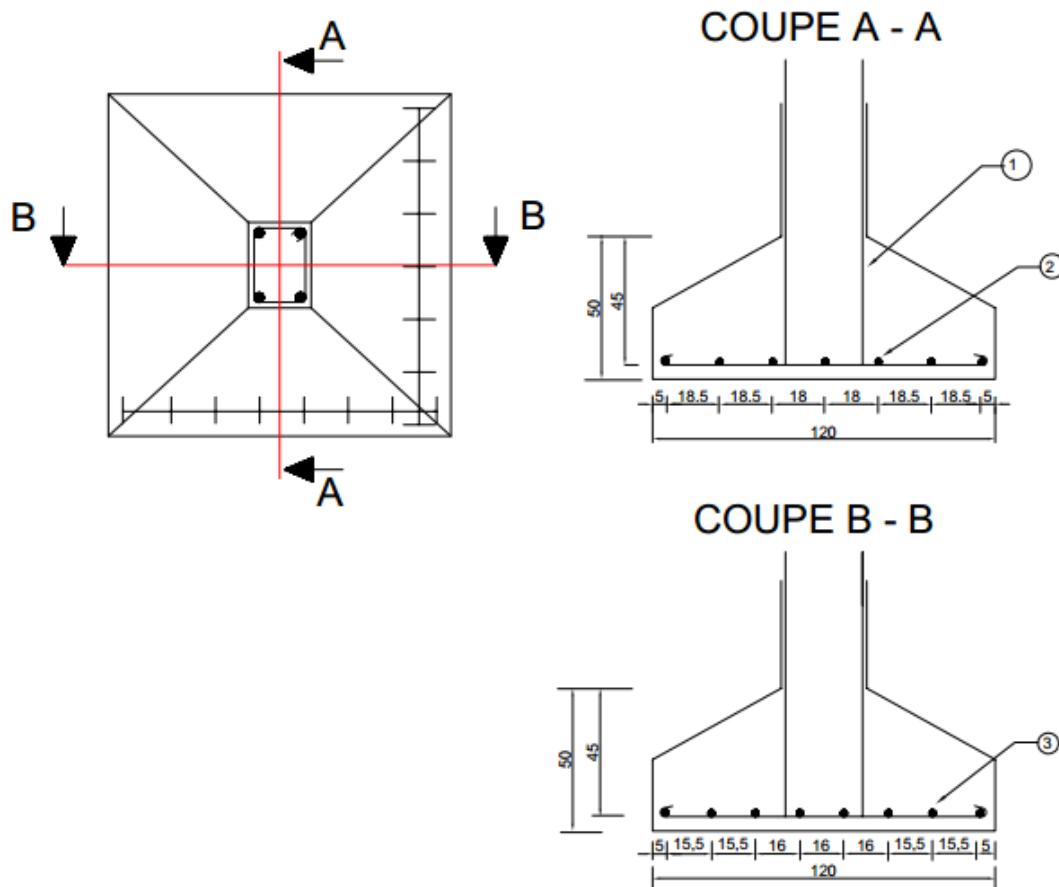
$f_{ed} = 348$ MPa

Application numérique :

$$A_A = \frac{0,60(1,2-0,3)}{8 \times 0,25 \times 348} \times 10^4 = 7,75 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{7HA12} \text{ avec } A = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{0,60(1,2-0,22)}{8 \times 0,25 \times 348} \times 10^4 = 8,44 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{8HA12} \text{ avec } A = 9,04 \text{ cm}^2$$

✓ Disposition constructive de la semelle



Nomenclature des aciers			
N	DESIGNATION	DIAMETRE ϕ [mm]	NOMBRES
1	Armature d'attente	14	4
2	Armature longitudinale	12	7
3	Armature transversale	12	8

Figure 26: Armatures des fondations sur semelles isolées [cm]

L'étude de la fondation se résume en : l'étude de la capacité du sol portante et l'étude de la fondation proprement dite. Dans ce projet, on a eu des essais préssiométrique effectués préalablement par le laboratoire GRACCHUS OCEAN INDIEN et pour le choix de la fondation, on a opté pour la semelle isolée.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT :

1) Calcul de l'assainissement :

L'assainissement a pour objectif de collecter et d'évacuer les différentes eaux suivantes :

Eau pluviale : de la toiture, plein air ;

Eau usées : utiliser de la cuisine, de la salle d'eau, laver

Eau vannes : venant du w.c

Un des ouvrage d'assainissement qu'on va définir, la fosse septique. C'est un ouvrage d'assainissement dans le bâtiment, destiné à collecter les eaux vannes, pour les évacuer vers l'exutoire (puisard). Elle est constituée par trois cages tels que :

La chute

La décantation

Le filtre

➤ Dimensionnement de la fosse septique

La dimension de la fosse est basée par la capacité 250l/usagé. Le nombre de personne utilisant la fosse est de 12.

Le volume de la fosse est alors : $V = 250 \times 16 = 4000l$

$$V = 4000l = 4m^3$$

Le volume de la chute : $V_{chute} = \frac{2}{3}V$

$$V_{chute} = \frac{2}{3}(4) = 2,66m^3$$

Le volume de la décantation : $V_{decantation} = \frac{1}{3}V$

$$V_{decantation} = \frac{1}{3}(4) = 1,33m^3$$

Prenons une fosse carrée de 1,50 m de côtés :

D'où, les longueurs obtenues sont les suivants :

$$L_1 = \frac{2,66}{1,5 \times 1,5} = 1,15m \text{ soit } 1,2m$$

$$L_2 = \frac{1,33}{1,5 \times 1,5} = 0,60m$$

Longueur filtre = 1,00m (valeur invariable)

L'étude technique, consacrée surtout aux calculs, se fait en plusieurs étapes ordonnées. En commençant par la predimensionnement qui consiste à évaluer préalablement les éléments de la structure, on a eu comme résultat un plancher épais de 15 cm, des poutres longitudinales hautes de 40 cm et larges de 22 cm, transversales de hauteur 25cm et largeur 22cm enfin des poteaux de section 22×30. Suite à ces valeurs, on a pu procéder à la descente de charge, en vue de savoir les efforts agissant sur la structure, puis déduire les sollicitations affectant ce dernier. On a procédé ensuite à l'établissement des divers diagrammes qui nous serons très utiles dans l'étude des éléments de la structure. En effet, le choix et la disposition des armatures dépendent des valeurs et de l'allure des courbes du diagramme.

PARTIE 3 : TECHNOLOGIE DE MISE EN OEUVRE

Aussi important que les calculs et ses résultats, on va détailler les diverses méthodologies de mise en œuvre. On va donc, dans cette partie, citer les différentes étapes de mise en œuvre tout en les illustrant avec des photos prises sur le chantier.

X.1) Propriétés des matériaux de construction :

1) L'eau de gâchage

Nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton, dans la mesure où on n'abuse pas de cette influence par un excès d'eau qui diminue les résistances et la durabilité du béton.

L'eau doit être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis). L'eau potable convient toujours. Le gâchage à l'eau de mer est à éviter, surtout pour le béton armé.

La quantité d'eau varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais) ; elle est en général comprise entre 140 et 200 l. Il convient de tenir compte de l'eau apportée par les granulats.

2) Les granulats :

Les granulats entrant dans la composition des mortiers et bétons sont dans l'ensemble des grains minéraux appelés fines, sables, gravillons, cailloux ou graves suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

Voici le tableau donnant le classement des granulats selon leurs dimensions :

Tableau 35: Dimension des granulats

type	Désignation	d (mm)	D (mm)
Fines	0/D	0	$\leq 0,08$
Sables	0/D	0	$\leq 6,3$
Gravillons	d/D	2	$\leq 31,5$
Cailloux	d/D	20	≤ 80
Grave	d/D	6,3	80

D : dimension des gros grains

d : dimension des grains fins

Selon le tableau, on distingue les types de granulats : le sable, et le gravillon qui sont les plus utilisés.

✓ **Le 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.

Sable fin : passant par le tamis 0,080 / 0,315 mm ;

Sable moyen : passant par le tamis 0,315 / 1,25 mm ;

Sable grossier : passant par le tamis 1,25 / 5 mm

Certains sables sont à éviter notamment « les sables à lapin », généralement très fins, les sables crus qui manquent de fines et les sables des dunes ou des mers qui contiennent des sels néfastes pour les constituants des ciments.

Les sables utilisés pour la fabrication des mortiers et des bétons doivent être propres. La première épreuve à faire subir au sable, la plus simple, consiste à en prendre une poignée et à le frotter entre les mains. Si le sable laisse une trace colorée, c'est qu'il contient des impuretés. Il convient alors de le laver, en évitant cependant d'entrainer la fraction fine du sable. En cas d'exigence particulière, la proportion d'impureté (boues et matières organiques) peut être contrôlée par un laboratoire.

✓ **Les gravillons :**

Les gravillons les plus utilisés pour les mortiers et les bétons sont d'origine alluvionnaire (dit roulés), semi-concassés ou concassés de roches massives.

La granulométrie 5/15 et 15/25 des gravillons que l'on trouve chez les négociants en matériaux s'adaptent bien à la composition des bétons. Ces matériaux proviennent exclusivement du concassage d'une roche granitique ayant un coefficient Los Angeles LA = 38.

De même que pour les sables, les gravillons doivent-être propres. Ils ne doivent contenir ni argile, ni matières terreuses, ni poussière provenant du concassage car si la surface du gravillon est sale, l'adhérence avec les cristaux hydratés du ciment est mauvaise.

Voici un tableau montrant les caractéristiques des gravillons

Tableau 36: Caractéristiques des gravillons 5/15 et 15/25

Gravillon	Classe granulométrique	Poids spécifique (T/m ³)	Densité apparente (T/m ³)	Coefficient de forme (C _v)	Coefficient d'aplatissement CA (%)
5/15	6,3 /20	2,862	1,524	0,2	19
15/25	16/31,5	2,866	1,452	0,23	16

3) Les adjuvants :

Les adjuvants sont de plus en plus utilisés. Ils modifient les propriétés du béton et des mortiers auxquels ils sont ajoutés (en faible proportion : < 5%) il existe différents types d'adjuvants selon son emploi.

Voici un tableau montrant les différents types d'adjuvants :

Tableau 37: Les différents types d'adjuvants

Type	nature	Propriété	domaine d'emploi
Adjuvants modifiant la maniabilité du béton	plastifiants	Augmentent la maniabilité du béton à teneur en eau égale	Bétonnage avec coffrage glissant, béton manufacturé
	Plastifiants réducteur d'eau	Augmentent la résistance mécanique	Dito
	Super plastifiants	Provoquent un fort accroissement de la maniabilité du mélange	Réalisation de fondation, dallage, radier,...
Adjuvants modifiants la prise et le durcissement	Accélérateur de prise et de durcissement	Diminuent le temps de prise ou de durcissement du ciment	Décoffrage rapide, travaux sous l'eau, scellement,...
	Retardateurs de prise	Augmentent le temps de prise du ciment	Bétonnage par temps chaud, en grande masse, avec coffrage glissants, reprise de bétonnage.
Adjuvants modifiant certaines propriétés du béton	Entraîneurs d'air	Entraînent la formation de petites bulles d'air uniformément repartis	Béton exposé au gel, aux eaux agressives
	Hydrofuges de masse	Diminuent l'absorption capillaire des bétons et mortiers durcis	Ouvrages hydrauliques (retenue d'eau), mortier d'étanchéité (chape, joint de maçonnerie)
Produits de cure	-	Protègent le béton frais de la dessiccation	Bétonnage de route, piste.

4) 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 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.

Les ciments les plus usuels font l'objet de la norme NF P 15 – 301 « Les liants hydrauliques CIMENT COURANT, composition, spécifications et critères de conformités ».

- Désignation et symbole des ciments :

Désignation : CEM I désigne les ciments portland

CEM II désigne les ciments portland composés

Classe de résistance :

Antérieurement, les ciments étaient classés selon leur résistance moyenne à 28 jours, il s'agit désormais de la valeur minimale.

32,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascals (MPa) ;

42,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascals (MPa) ;

52,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascals (MPa).

La lettre R distingue dans chaque classe, les ciments à résistance élevée au jeune âge.

Nature de l'ajout :

(L) l'ajout est un calcaire

(S) l'ajout est un laitier de haut fourneau

(D) l'ajout est constitué de fumées de silice

(V) l'ajout est une cendre volante siliceuse

(w) l'ajout est une cendre volante calcique

Propriétés caractéristique :

PM: Prise Mer, ciments pour travaux à la mer.

ES: Eaux Sulfatées, ciments pour travaux en eaux en hautes teneurs en sulfate

CP2: Cement à faible valeur d'hydratation et teneur en sulfures limitée, pour béton précontraint et bétonnage en grande masse.

Additifs : Ad 0.2 % Accélérateur de durcissement incorporé à dose de 0.2 %

Conformité à la norme :

NF atteste que le ciment livré est certifié conforme à la norme. NF par l'AFNOR (organisme vérificateur Ville de Paris)

Tableau 38: Principaux domaines d'utilisation :

Ciments	Domaine d'application
Ciments portland artificiel : CPA CPA - CEM 52,5 et 52,5 R	Préfabrication en usine ; Précontrainte par fils adhérents ; Précontrainte par post tension. Ouvrage d'art Bétons à performance (>50 Mpa)
Ciments portland artificiel : CPA CPA - CEM 42,5 et 42,5 R	Eléments de structure béton armé ou béton précontrainte Préfabrication en usine Préfabrication sur chantier
Ciments portland composé : CPJ CPJ - CEM II / 52,5	Ouvrages d'art en milieu agressif si : ✓ ajout de fumées de silice (D) ✓ propriétés caractéristiques PM ou ES Préfabrication d'éléments manufacturés
Ciments portland composé : CPJ CEM II / A ou B 42,5 et 42,5 R	Bétons courants de construction de bâtiment ; Préfabrication ; Bétons de grande masse avec la propriété de faible chaleur d'hydratation Contre-indication : réalisation d'éléments Précontraints

Ciments	Domaine d'application
Ciments portland composé : CPJ	Béton prêt à l'emploi ; Travaux de masse ; Maçonnerie courante
CEM II / A ou B 32,5 ou 32,5 R	Contre-indication : réalisation d'éléments précontraints
Ciments de haut fourneau : CHF	Béton de masse en fondation ; Travaux sous terrains (tunnels) ;
CEM III / B 42,5 et 32,5	Bétons en milieu agressifs : Eau de mer, terrain gypseux
Propriétés: PM et ES	contre-indication: Ne pas utiliser en précontrainte
Ciments portland superblanc	Préfabrication lourde et légère en usine ; Composants pour murs et pour sols ; Bétons architectoniques
CEM I 52,5	Mortiers préparés en usine
Ciments portland superblanc CEM I 42,5	Avec les propriétés PM et CP2, ce ciment convient en préfabrication de pavés, dalle, mobilier urbain, etc ...

5) Les aciers :

Les aciers sont livrés en barre de 12 et de 15 m dans les 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, haute adhérence)

Pour notre cas, on a un acier HA Fe E 400. Ceci désigne un acier haute adhérence de limite élastique 400 MPa. Voici un tableau donnant ses caractéristiques :

Tableau 39: Caractéristiques générales de l'acier Fe E 400

Dénomination	Fe E 400
Limite élastique en Mpa	= 400
Résistance à la rupture σ_R en Mpa	≥ 550
Allongement à la rupture	12%
Coefficient de scellement, symbole ψ_s	1,5
Coefficient de fissuration, symbole η	1,6
Diamètres courant en mm	6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40

Confection des armatures :

- Le façonnage :

Le façonnage est réalisé à froid. Les barres coupées sont façonnées sur des cintreuses. Afin de ne pas trop plastifier les aciers, il convient d'adopter des mandrins de façonnage dont les diamètres ne soient pas trop petits. On admet qu'un cadre, un étrier ou une épingle soit plus plastifié au niveau des coude que les ancrages d'une barre longitudinale.



Figure 27 Façonnage des armatures

- Coupe

C'est une opération simple qui s'effectue, soit directement sur les barres avec des cisailles mécaniques, soit sur les dresseuses dans le cas des fils livrés en couronnes. Dans les cadreuses, la coupe est effectuée en fin de façonnage.

- Assemblage

L'assemblage des différentes armatures coupées façonnées (appelé aussi couramment montage) est réalisé soit en usine, soit sur chantier. Sur chantier, le montage se fait par ligatures avec des fils d'attache en acier recuit.



Figure 28: Assemblage

X.2) LE BETON :

1) Composition du béton :

Les qualités du béton ne dépendent pas seulement du choix des matériaux entrant dans sa composition et de leur dosage mais aussi des soins apportés à leur mélange. En effet, la masse d'un ouvrage que l'on veut : solide et durable doit-être parfaitement homogène, c'est-à-dire que, dans toutes ses parties, les différents matériaux doivent-être également distribués et parfaitement enrobés dans le mortier. Ces conditions ne seront réalisées que par un mélange bien soigné.

Le dosage du béton peut faire l'objet d'une étude approfondie si besoin mais dans la pratique pour 1m³ de béton on mettra en œuvre généralement :

- ✓ Gravillons : 800 litres
- ✓ Sable : 400 litres
- ✓ Ciment : suivant le dosage prévus pour l'utilisation du béton, en kg
- ✓ Eau de gâchage : de 120 à 170 litres

2) Qualités du béton :

a) Ouvrabilité du béton :

C'est la qualité du béton qui permet sa maniabilité et en conservant son homogénéité. Sur le plan pratique, cela se traduit par la facilité :

- ✓ mise en œuvre dans les coffrages;
- ✓ enrobage des aciers;
- ✓ l'obtention d'un permanent brut acceptable, qu'il soit dans le plan horizontal ou vertical.

La condition d'ouvrabilité est fixée par la plasticité du béton. On évalue cette plasticité par l'essai intitulé : "affaissement au cône d'Abraham" dont voici les paramètres :

Matériel :

- ✓ Moule tronconique en tôle de 20 cm de diamètre à la base, de 10 cm de diamètre à la partie haute et de 30 cm de hauteur ;
- ✓ Portique avec réglette coulissante permettant après démoulage de mesurer l'affaissement ;
- ✓ Tige de piquage de 16 mm de diamètre.

Mode opératoire :

- ✓ Le remplissage du moule se fait en trois (3) couches piquées avec la tige en raison de 25 coups par couche ;
- ✓ Le moule est ensuite soulevé verticalement sans secousses et on mesure l'affaissement du béton.

Tableau 40: Consistance du béton

Affaissement [cm]	Béton	Mise en œuvre
0 à 2	Très ferme	Vibration puissante
3 à 5	Ferme	Bonne vibration
6 à 9	Plastique	Vibration courante
10 à 13	Mou	Piquage
13 et plus	Très mou	Légère piquage

b) Résistance du béton :

Il s'agit surtout de la résistance à la compression et également à la traction. Ils sont donnés par des essais et mesures.

✓ Résistance en compression:

Désigné par f_{c28} (résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours d'âge). Elle se mesure par compression axial de cylindre de béton dont la hauteur est double du diamètre (= 15,96 cm). La section est de 200 cm².

✓ Résistance en traction

Désigné par f_{t28} (résistance caractéristique en traction du béton à 28 jours d'âge). Elle peut être évaluée par :

- ✓ Traction directe : effectués sur des cylindres
- ✓ Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux de presse (essai brésilien).

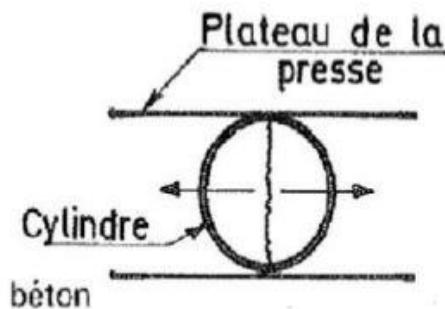


Figure 29: Essai brésilien

- ✓ Traction-flexion à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux soumise à la flexion. (éprouvette de 7cm x 7cm x28cm)

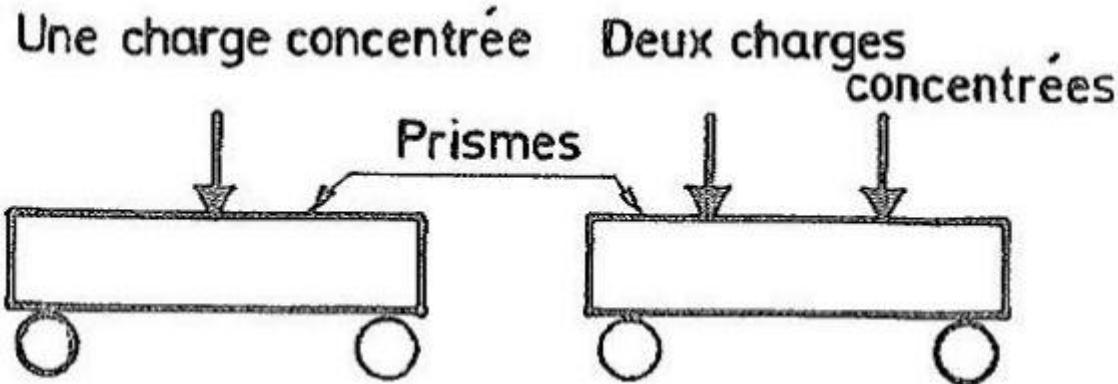


Figure 30: Traction- flexion

La résistance du béton est fonction de la classe du ciment et du dosage en ciment et en eau. De ce fait, la résistance et l'ouvrabilité sont étroitement liées. Il s'avère donc que tous les matériaux utilisés dans la réalisation ont tous des caractéristiques et des critères conformes aux normes et que leurs manutentions doivent être fait suivant les règles de l'art de la construction. Tout matériaux doivent être contrôlés, voire même passés à des essais.

3) Mise en œuvre des éléments pour le béton armé:

Le béton proprement dit

a) Le dosage :

Concernant les granulats, la pratique courante du chantier est d'effectuer les dosages en volume à l'aide d'outils et de matériels tels que : pelle, seau, brouette... dont on aura vérifié la contenance.

Les liants hydrauliques sont livrés par sacs de 50 kg ;

La mesure de la quantité d'eau à utiliser est faite à l'aide d'un seau dont on connaît préalablement la contenance.

Voici un tableau donnant la masse volumique :

Tableau 41: Masse volumique des composantes du béton

COMPOSANTE	MASSE VOLUMIQUE (kg/litre)
Ciment	1
Sable sec	1,5 à 1,6
Gravillon	1,5 à 1,6

b) Le malaxage:

Le malaxage est une phase importante de la fabrication du béton, car il va conditionner la qualité de son homogénéité. Pour assurer la réussite de cette opération, il faut choisir un matériel adapté et déterminer un temps de malaxage suffisant.

On a eu un mélange à la bétonnière. C'est un appareil qui assure le mélange des constituants par simple rotation de la cuve suivant un axe légèrement incliné. Des palettes solidaires de la cuve assurent l'entraînement des matériaux qui retombent par gravité. Ce mouvement de brassage assure le mélange des constituants.

Avec la bétonnière, pour obtenir un béton de qualité, plusieurs règles fondamentales sont à suivre :

- Pour le chargement des constituants du béton:

On introduit en premier une partie des gravillons et une partie de l'eau, puis on fait tourner quelques secondes pour laver la cuve de la gâchées précédente ;

On introduit le ciment et le sable ;enfin, le restant des gravillons et de l'eau.

Le dosage en eau est l'opération est la plus délicate car tout excès d'eau est néfaste à la qualité du béton. Par un simple excès de 2 à 3 litres d'eau, on peut passer de béton onctueux à un état trop mou.

- Pour la durée du mélange :

Une fois rempli, il fait bloquer la cuve dans sa position de malaxage. A partir de la fin du chargement, la durée du mélange est environ de 2 minutes.

- Vitesse de rotation

Elle ne dépasse pas 20 tours/mn pour les bétonnières.



Figure 31 : Malaxage

Mise en œuvre :

a) Coffrage :

Le coffrage doit :

- ✓ être suffisamment rigide pour supporter la poussée du béton tout particulièrement dans le cas des bétons fluides, sans se déformer y compris pendant la phase de vibration, et stables ;
- ✓ être étanche pour éviter les fuites de laitance aux joints ;
- ✓ avoir un parement nettoyé et traité avec un agent de démoulage approprié et appliqué en couche régulière; cette préparation est indispensable pour l'obtention d'un béton apparent régulier, et pour éviter des phénomènes d'adhérence entraînant des arrachements lors du décoffrage ;
- ✓ être exempt de corps étrangers (clous, ligatures, boulons, etc.) et d'eau stagnante.

b) Armatures :

Pour éviter leur déplacement pendant la mise en place du béton et sa vibration, les armatures doivent être correctement calées et positionnées (il existe de nombreux modèles de cales s'adaptant aux différents diamètres d'armatures et aux formes de la pièce à réaliser). L'enrobage des armatures doit aussi être contrôlé.



Figure 32: Cale en béton

c) Coulage du béton :

Pendant le coulage, le béton doit être vibré car cela a pour objet de faciliter l'arrangement optimal des grains, permettant ainsi l'écoulement du béton, un bon remplissage des cavités et l'enrobage correct des armatures. Le serrage permet aussi d'évacuer une grande partie de l'air contenu dans le béton et d'améliorer ainsi sa compacité. Cette démarche s'appelle « le serrage ».

On utilise des aiguilles vibrantes électriques de 40 à 100 mm de diamètre, en fonction du volume du béton à vibrer tout en respectant les démarches suivantes :

- ✓ immerger l'aiguille verticalement ou sous un angle faible ;
- ✓ la remonter lentement (10 à 15 secondes) sur une hauteur n'excédant pas 60 cm
- ✓ choisir des points de vibration successifs compris entre 30 et 60 cm selon le diamètre de l'aiguille (distance entre points successifs 8 à 10 fois le diamètre de l'aiguille)
- ✓ ne pas vibrer trop près du coffrage et ne pas toucher les armatures avec l'aiguille.



Figure 33 : Vibration par pervibrateur

d) Surfaçage du béton

Le surfaçage du béton frais est destiné à fermer sa surface, c'est-à-dire à augmenter la compacité de la zone de la peau. L'objectif recherché est aussi un fini de surface lisse et une bonne planéité.

Pour que le surfaçage soit efficace, le béton doit être suffisamment riche en mortier et sans excès d'eau qui aurait tendance à ressuer exagérément en surface, entraînant un phénomène de microfissuration (faïençage).



Figure 34 : Talochage

Décoffrage :

Le décoffrage d'un ouvrage ne doit intervenir qu'en fonction de la satisfaction de la résistance mécanique et de l'homogénéité de la teinte.

Pour limiter les phénomènes d'adhérence, on a utilisé des produits de démoulage qui ont plusieurs fonctions : protéger la surface coffrant en vue de son réemploi, faciliter l'entretien du coffrage, limiter l'oxydation et la corrosion des coffrages métalliques, imperméabiliser les coffrages à base de bois.



Figure 35: Protection des coffrages

X.3) Mise en œuvre des ouvrages :

1) Le terrassement :

Le terrassement désigne l'ensemble des opérations de mise en forme d'un terrain liées à l'édification d'une construction.

Les travaux terrassement consistent à niveler la surface du terrain en déplaçant une quantité massive de sol pour l'emplacement d'une construction.

Les travaux étaient d'une part exécutés à la main (avec des pelles, des pioches,) et d'autre part à l'aide des engins mécaniques (camion, chargeuse, pelle mécanique). Ces travaux concernent :

- ✓ le débroussaillage : libération du terrain à construire des éléments pouvant gêner la réalisation et surtout néfaste à la construction tels que les arbustes avec leurs racines, les roches, ...
- ✓ le terrassement: remblaiement et déblaiement à partir des repères finis au préalable avec des appareils de niveau servant à déterminer les côtes d'altitude et les profondeurs atteint. Comme mentionné précédemment, l'objectif est de régler le terrain au même niveau tout en procédant à la fouille pour la fondation.

2) **Implantation:**

Planter, c'est positionner sur le terrain la forme du bâtiment à construire. Les étapes à suivre sont :

- ✓ **Placer les piquets d'implantation** : Les piquets d'implantation nous permettent de repérer les alignements principaux ; ce sont des piquets en acier, plantés bien solidement dans le sol, à l'extérieur de la zone de construction. Il faut les conserver jusqu'à la fin des travaux de terrassement et des fondations ; ils seront soigneusement protégés soit par des blocs ou des briques...On les place dans l'alignement des murs, en tirant des cordeaux passant par les coins du bâtiment, par exemple : un cordeau tendu bien droit et passant par les coins autrement dit axes permettant de placer deux piquets à plus de 1m à l'extérieur de la zone des travaux.
- ✓ **Positionner les chaises d'implantation** : Une chaise est constituée de deux piquets verticaux reliée par une planche horizontale. Elle est placée à l'extrémité de la zone de construction, à cheval sur les alignements principaux et d'équerre avec eux.Pour positionner une chaise, on procède de la manière suivante :
 - Tendre un cordeau entre deux piquets d'alignement
 - Planter profondément et verticalement deux piquets en bois et à l'équerre du cordeau, à un 1m à l'extérieur de la zone des travaux. On utilisera pour cela une équerre de chantier.
 - Clouer sur les piquets, côté extérieur, une planche appelée aussi une latte bien Pour positionner les autres chaises, on procédera de la même façon que précédemment.
- ✓ **Placer des repères sur les chaises** : A partir de l'alignement des piquets d'implantation et du plan de la construction, on marque sur chaque chaise l'épaisseur du mur, son axe et les limites de la fondation en plantant des clous dans la planche horizontale et en marquant au crayon.
- ✓ **Placer un repère général de niveau** : Le repère de niveau est un piquet en bois ou autres solidement fixé dans le sol. La tête de clou plantée dans les piquets indique un niveau, une altitude qui servira de référence pendant toute la construction.

3) Mise en œuvre de la fondation :

Voici les étapes à suivre pour la fondation :

✓ Fouille:

On crée une cavité, plus ou moins profonde, réalisée dans le sol lors de travaux de terrassement, appelée excavation. Cette excavation est destinée à être remplie par le béton des semelles de fondation.

L'expression « fond de fouille » désigne le fond horizontal de l'excavation et le fond de fouille doit être propre et dépourvu de matières organiques et bien propre (les terres excédentaires doivent être bien évacués).

Les fouilles étaient exécutées à la pelle selon les dimensions de l'ouvrage et le compactage des fonds de fouille s'est fait avec une dame à main.



Figure 36: Fouille

✓ Béton de propreté:

Couche de béton maigre (dosage: $150 \text{ kg } /m^3$) mise en place au fond de la fouille et destinée, une fois durcie, à protéger le béton des semelles de fondations des risques de souillures occasionnées par des matières terreuses et végétales. Il est épais de 4 cm et sa largeur est supérieure à celle de la semelle.

✓ Mise en place des armatures :

Les armatures sont assemblées sur place aux endroits prévus pour leur ferraillage. L'assemblage des barres se fait par ligature à l'aide de fil recuit et tenaille. Afin de respecter l'enrobage, les armatures sont positionnées sur le béton de propreté par l'intermédiaire de cales pour armatures.



Figure 37: Mise en place des armatures

✓ Coulage du béton:

Le bétonnage est effectué en une seule fois sans reprise de bétonnage accompagné de la vibration, évidemment, pour avoir un béton homogène et bien compacté.



Figure 38: Coulage de beton

4) Mise en œuvre des poteaux :

La réalisation se fait en plusieurs étapes,

✓ **Alignement et vérification des mesures:**

Avant de monter un poteau, il faut matérialiser sur le terrain son emplacement, pour se faire on procède à l'alignement. L'alignement consiste à concrétiser ce qui est écrit dans le plan de construction sur le terrain à l'aide des marquages au sol. Le chef de chantier détermine alors l'emplacement des poteaux ; les poteaux intérieurs doivent-être alignés avec les poteaux de rives.

L'ajustement de la position des poteaux intérieurs se fait en tirant sur un fil accroché sur les poteaux de rive situés sur les deux extrémités de la construction. Des ouvriers se trouvant sur l'axe du fil marquent au sol la position exacte des poteaux.

- ✓ **nettoyage, le repiquage et l'inhibition** de la surface de reprise s'impose après
- ✓ **La mise en place des armatures et vérification des recouvrements** : Les armatures longitudinales et les cadres sont assemblés sur place au moyen d'un fil recuit. Une fois le ferrailage monté, on le fixe sur l'armature d'attente qui a une longueur d'environ 50cm.



Figure 39: Mise en place le l'armature

✓ **Coffrage :**

Coffrage constitué par une caisse à 4 panneaux disposés de telle sorte que le poteau soit vertical et ne présente aucune courbure : elle doit être « à plomb ». Pour la réaliser, on utilise à la fois des échafaudages, des étais, des ceintures et des tirants : on maintient les panneaux debout avec des étais posés verticalement et des ceintures horizontalement. Ces éléments de soutien sont maintenus immobiles à l'aide des colliers métalliques et c'est le tirant qui assure la rigidité de l'ensemble.



Figure 40: Coffrage du poteau

✓ **Coulage du béton :**

Le bétonnage est toujours accompagné de la vibration afin d'avoir un béton homogène et bien compacté.

5) Mise en œuvre des poutres :**✓ Coffrage :**

Le coffrage de la poutre commence par la fabrication et la mise en place du coffrage du fond.



Figure 41: Coffrage de fond

On monte ensuite les coffrages de bords en contreplaqué maintenu par des bords métalliques.

Les coffrages doivent être suffisamment rigides pour supporter la poussée du béton surtout pendant la phase de vibration. Pour cela, on a mis en place un système de buttage des bords de coffrages pour avoir une meilleure rigidité. Ils doivent être étanches pour éviter les fuites de laitance aux joints.

✓ La mise en place des ferraillages :

La mise en place des ferraillages est établie par les ferrailleurs, en suivant minutieusement le plan des ferraillages. Sans oublier de placer les cales en béton pour respecter l'enrobage.

✓ Coulage :

Avant le coulage, on doit bien vérifier le coffrage et les ferraillages. Le processus de coulage de la poutre est le même que celui des poteaux : on procède au malaxage, au transport et au coulage avec utilisation du pervibrateur. Cependant, le coulage des poutres se fait seulement à une certaine

hauteur du cadre car une partie du ferraillage recevra celle de la dalle donc il faut laisser une hauteur d'environ 15cm pour l'attente de la dalle.

6) Mise en œuvre de la dalle :

- ✓ **Traçage des niveaux.**
- ✓ **Mise en place des contreplaqués:** Les étais sont posés verticalement et solidement assemblés à des ceintures disposés horizontalement et diagonalement par les colliers.



Figure 42: Coffrage de la dalle

- ✓ **Coffrage :**

Caler des planches de coffrage huilées épais de 2.7 cm sur le bord de la surface à bétonner.

Les régler à la hauteur exacte de la dalle en béton en tenant compte d'une pente (1 cm/mètre).

Une vérification de la planéité et de niveau avec réglage des parois à l'aide de niveau à bulle s'impose si besoin est.

✓ **Ferraillage :**

Les armatures sont assemblées sur place. L'assemblage des barres se fait par ligature à l'aide de fil recuit et tenaille. Puis on pose des cales à béton pour les protéger d'une façon durable contre la corrosion et éviter la fissuration parallèle aux barres.



Figure 43: Ferraillage de la dalle

✓ **Coulage de la dalle :**

Le coulage se fait toujours avec vibration afin de diminuer le pourcentage de vide et de bulle d'air. Pendant qu'un ouvrier vibre le béton un autre le taloche pour que la dalle possède une surface plane.

CONCLUSION PARTIELLE :

En résumé, d'une part, les matériaux de base qui ne sont que l'eau, les granulats, l'acier, le liant hydraulique, et les adjuvants seront exigés d'avoir les propriétés que requiert la norme pour la construction. De même, pour le béton, il doit faire l'objet de plusieurs essais avant son utilisation afin de connaître sa particularité et par suite de déduire les manières de s'y prendre dans le maniement du matériau. D'autre part, les méthodologies de mise en œuvre doivent suivre des étapes bien définies tout en respectant leur ordre.

PARTIE 4. EVALUATION FINANCIERE

Tout projet de construction doit aboutir à une évaluation financière de l'ouvrage. Sans elle, les promoteurs ne pourront pas envisager sur la somme à investir et les bénéfices qu'ils pourront procurer après quelques années. Cette partie sera consacrée à l'établissement des devis descriptifs, quantitatifs et estimatifs du bâtiment.

CHAPITRE XI : DEVIS DESCRIPTIF

Le devis descriptif est un document établi par le maître d'œuvre décrivant et localisant les ouvrages pour chaque corps intervenant dans la construction ; il précise la nature et la qualité des matériaux à utiliser.

Tableau 42: Description des travaux

	désignation des travaux	concerné
1	installation de chantier	
	Construction de la clôture provisoire du chantier ; des bureaux, des magasins de stockage, des aires de gâchages, des tables ferrailleurs, des toilettes provisoires...l'aménée des matériels, le nettoyage périodique, le repli de chantier et l'enlèvement des matériaux sans emploi ou gravats	Installation et repli de chantier
2	terrassement	
2.1	Décapage : Décapage et nettoyage préalable du site y compris enlèvement des déchets et autres ordures, puis évacuation et transport des remblais indésirables jusqu'à un lieu de dépôt quelle que soit la distance.	surface recevant la construction
2.2	Fouille en tranchée : Fouille en rigole, en terre franche avec jet de pelles, dressage des parois et compactage des fonds, chargement et transport au lieu de dépôt	canalisation
2.3	Fouille en excavation : Fouille en excavation, en terre franche avec jet de pelles, dressage des parois et drainage des fonds, chargement et transport au lieu de dépôt.	fosse septique, regards et puisard
2.4	Remblai : Mise à la cote de la plate-forme, avec réglage, arrosage, compactage par couches appropriées jusqu'à l'obtention de la portance voulue.	site de construction
3	ouvrage en infrastructure	
3.1	Béton ordinaire dosé à 200 kg : Béton de propreté sous semelles des fondations, sous longrines, sous regard...	béton coulé sous la semelle
3.2	Béton dosé à 350 kg de CEM I 42,5	semelles, longrine, chaînage bas, amorce poteau
3.3	armature en acier haute adhérence	tous les ouvrages en BA de l'infrastructure
3.4	Coffrage	tous les ouvrages en BA de l'infrastructure
3.5	Hérissonnage	dallage
4	ouvrages en superstructure	

	Béton dosé à 350 kg de ciment CEM I 42,5	
4.1	Mise en œuvre du béton dosé à 350 Kg de ciment CEMI 42,5, fabrication par malaxage mécanique (bétonnière), pervibration et toutes sujétions de mise en œuvre	poteaux, poutres, dalles, escaliers, linteaux,
4.2	Armature en acier haute adhérence Fourniture transport, confection d'armature en aciers tors de haute adhérence, tous diamètres y compris façonnage, cintrage, montage et ligature en fil recuit ainsi que toutes sujétions de mise en œuvre.	tous les ouvrages en BA de la superstructure
4.3	Coffrage Fourniture, transport, confection, pose d'éléments de coffrage (panneaux) y compris buttage, décoffrage et toutes sujétions de mise en œuvre.	tous les ouvrages en BA de la superstructure
4.4	Maçonnerie d'agglomérés creux e= 20 cm Mise en œuvre de maçonnerie d'agglomérés au mortier dosé à 350 Kg de ciment CEM II 32,5, y compris toutes sujétions	tous les murs de remplissage
5	revêtements et peintures	
5.1	enduit au mortier de ciment CEM II 32,5 dosé à 300 kg	tous les murs
5.2	chape au mortier de ciment dosé à 400kg	le sol tout entier
5.3	Peinture acrylique intérieure : appliquée en deux couches croisées sur couche d'impression, compris égrenage et Rebouchage	tous les murs intérieurs
5.4	Peinture acrylique extérieure : appliquée en deux couches croisées sur couche d'impression, compris égrenage et Rebouchage	tous les murs extérieurs
5.5	carrelage sol	tous les locaux
6	menuiserie métallique	
6.1	fourniture en tube de 85 cm de hauteur	Garde-corps terrasse et escalier
7	menuiserie en aluminium	
7.1	porte d'entrée à 2 vantaux	
7.2	porte de service (accès terrasse)	isoplane 0,9m x 2,10m
7.3	fenêtre coulissante à 2 ventaux	1,20m x 1,20m
7.4	aération de façade	
8	menuiserie en bois	
8.1	porte pleine à panneaux 0,9 x 2,10	accès aux appartements, chambres,
9	plomberie et sanitaire	
9.1	équipement et pose des PPR pour conduit des eaux chaudes et froides	conduits sanitaires
9.2	équipement et pose des PVC pour gouttière et drainage des eaux usées	
9.3	équipement et pose des appareils et équipements sanitaires	WC, bain, cuisine
10	électricité	
10.1	Installation de tableau de coupure et de protection comprenant : > départ point lumineux ; >départ prise de courant lumière ; >départ prise de courant force ; >dispositif de coupure et de sécurité ; désignation des travaux (suite)	Tout le bâtiment Concerné (suite)

	>un coffret de répartition ;	
	et toutes sujétions de mise en œuvre	
10.2	Installation simple allumage à un ou plusieurs points lumineux, y compris interrupteur encastré.	Suivant l'indication sur le plan
10.3	Installation va-et-vient à un ou plusieurs points lumineux, y compris interrupteur encastré, de la marque LEGRAND.	Suivant l'indication sur le plan
10.4	Fourniture et pose applique murale, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Suivant l'indication sur le plan
10.5	Pose de spots encastrés, y compris câble, et toutes toutes sujétions de mise en œuvre	Suivant l'indication sur le plan
10.6	Fourniture et pose de réseau de courant 2P+T, encastré marque LEGRAND.	Suivant l'indication sur le plan
10.7	Fourniture et pose de réseau de distribution électrique, y compris chemins de câbles, boîtes de dérivation, accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Réseaux électriques
11	équipements divers	
11.1	Paratonnerre Fourniture et installation de paratonnerres y compris toutes sujétions de mise en œuvre	sur l'ensemble du bâtiment
11.2	aménagements extérieurs	Contour du bâtiment

CHAPITRE XII. SOUS DETAIL DES PRIX

Le sous-détail des prix est l'évaluation des prix unitaires de chacun des ouvrages que l'on facture au client. L'élaboration des prix unitaires est fonction du rendement de l'Entreprise Titulaire selon les Travaux.

Le prix unitaire est obtenu à partir de la relation suivante :

$$PU = K_1 \frac{D}{R}$$

Où :

- PU : Prix unitaire ;
- K_1 : Coefficient des déboursés ;
- D : Déboursé ;
- R : Rendement.

Calcul du coefficient de majoration de déboursés « K_1 »

Ce coefficient de majoration « K » est donné par la relation suivante :

$$K_1 = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$$

Dans laquelle :

A_1 – Frais généraux proportionnels au déboursé ;

A_2 – Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient ;

A_3 – Frais proportionnel au prix de règlement avec T.V.A. (20%) ;

T – Taxe sur la valeur ajoutée estimée au taux de 20%.

Dans cette expression, on a :

$$A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$$

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$$

$$A_3 = a_9$$

Les valeurs de ces paramètres sont données dans le tableau suivant :

Tableau 43: Valeur coefficient de déboursé

Frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition de chaque catégorie [%]
A1	Frais d'agence et patente	$a_1 = 3$
	Frais de chantier	$a_2 = 8$
	Frais d'étude et de laboratoire	$a_3 = 1,5$
	Assurance	$a_4 = 3.5$
A2	Bénéfice net et impôt	$a_5 = 15$
	Aléas techniques	$a_6 = 1,5$
	Aléas de révisions de prix	$a_7 = 1.5$
	Frais financier	$a_8 = 2,5$
A3	Frais de siège	$a_9 = 0$
LE COEFFICIENT D'ADJUDICATION		K₁=1.39

Voici quelques exemples de sous-détails des prix :

Tableau 44:Sous détail de prix du béton dosé à 350kg/m3

Désignation: **Béton Q350**

Rendement:

R= 6 m³/jPrix N° Unité: M³/j

Composante des prix			Coûts directs [Ar]			Dépenses directes [Ar]			Total [Ar]
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériels	MO	Mtéraux	
Matériels:									
Bétonnière	U	1	h	8	5 000,00	40 000,00			
Pervibrateur	U	1	h	8	2 000,00	16 000,00			
transport	U	1	h	4	25 000,00	100 000,00			
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	30 000,00	30 000,00			
							Total Matériels 186 000,00		
Main d'œuvre:									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4 000,00		4 000,00		
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00		
O.S.	Hj	2	h	8	2 000,00		32 000,00		
Manœuvre	Hj	5	h	8	1 250,00		50 000,00		
							Total Main d'œuvre 110 000,00		
Matériaux:									
Ciment CEM 1 42,5	kg	350	kg	2100	600,00			1 260 000,00	
Sable	m3	0,45	m3	2,7	25 000,00			67 500,00	
Gravillon 5/15	m3	0,85	m3	5,1	40 000,00			204 000,00	
Eau	m3	0,17	m3	1,02	1 200,00			1 224,00	
							Total Matériaux 1 532 724,00		
K ₁ = 1,39							Total des Déboursés 1 828 724,00		
							PU= K₁*D/R 423 654,39		

Tableau 45: Sous détail des prix d'armature FE E400.

Désignation: **Armature en acier haute adhérence FeE400**Rendement: $R = 60 \text{ kg/j}$

Prix N° Unité: kg/j

Composante des prix			Coûts directs [Ar]			Dépenses directes [Ar]			Total [Ar]
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériels	MO	Matériaux	
Matériels:									
Camion de transport	U	1	h	4	25 000,00	100 000,00			
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	30 000,00	30 000,00			
									Total Matériels 130 000,00
Main d'œuvre:									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4 000,00		4 000,00		
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00		
O.S. ferrailleur	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00		
Manœuvre	Hj	2	h	8	1 250,00		20 000,00		
									Total Main d'œuvre 64 000,00
Matériaux:									
Acier Tor de tout Ø	kg	1	kg	50	3 500,00			175 000,00	
Fil de fer recuit	kg	0,1	kg	5	4 500,00			22 500,00	
									Total Matériaux 197 500,00
$K_1 = 1,39$									
									Total des Déboursés 391 500,00
									PU = $K_1 * D/R$ 9069,75

Tableau 46: Sous détail de prix du coffrage en bois

Désignation: **Coffrage en bois**Rendement: $R = 10 \text{ m}^2/\text{j}$ Prix N° Unité: m²/j

Composante des prix			Coûts directs [Ar]			Dépenses directes [Ar]			Total [Ar]
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU	Matériels	MO	Matériaux	
Matériels:									
Camion de transport	U	1	h	4	25 000,00	100 000,00			
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	30 000,00	30 000,00			
									Total Matériels 130 000,00
Main d'œuvre:									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4 000,00		4 000,00		
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00		
O.S. menuisier	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00		
Manœuvre	Hj	1	h	8	1 250,00		10 000,00		
									Total Main d'œuvre 54 000,00
Matériaux:									
Planche L=4,0m l= 15cm	U	2	U	20	3 500,00			70 000,00	
Bois rond L=4,0m	U	1	U	10	3 000,00			30 000,00	
Pointe	kg	1	kg	10	4 500,00			45 000,00	
									Total Matériaux 145 000,00
$K_1 = 1,39$									
									Total des Déboursés 329 000,00
									PU = $K_1 * D/R$ 45 371,00

Tableau 47: Sous détail de prix de l'enduit de ciment dosé à 300kg/m3

Enduit en mortier de ciment dosé à 300 de e=1,5cmDésignation: **d'épaisseur**Rendement: R = 20 m²/jPrix N° Unité: m²/j

Composante des prix			Coûts directs [Ar]			Dépenses directes [Ar]			Total [Ar]
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériels	MO	Matériaux	
Matériels:									
transport	U	1	h	4	25 000,00	100 000,00			
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	30 000,00	30 000,00			
							Total Matériels	130 000,00	
Main d'œuvre:									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4 000,00		4 000,00		
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00		
O.S.	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00		
Manœuvre	Hj	2	h	8	1 250,00		20 000,00		
							Total Main d'œuvre	64 000,00	
Matériaux:									
Ciment CEM II 42,5	kg	4,5	kg	90	500,00			45 000,00	
Sable	m3	0,015	m3	0,3	25 000,00			7 500,00	
Eau	m3	0,003	m3	0,06	1 200,00			72,00	
							Total Matériaux	52 572,00	
K ₁ = 1,39						Total des Déboursés	246 572,00		
PU= K ₁ *D/R							17 450,83		

CHAPITRE XIII. DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF

C'est un document remis au maître de l'ouvrage faisant office de facturation des Travaux. Il indique la nature, la quantité et le coût des travaux à effectuer.

Tableau 48: Détail quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
I.	Installation et repli de chantier				
1.	Installation de chantier	fft	1	20 000 000,00	20 000 000,00
2.	Repli de chantier	fft	1	12 000 000,00	12 000 000,00
Total installation et repli de chantier					32 000 000,00
II.	Terrassement				
1.	Décapage et débroussaillage	m ²	396,4	3 200,00	1 268 480,00
2.	Exécution des fouilles	m ³	26,5	19 068,00	505 225,72
Total Terrassement					1 773 705,72
III.	Ouvrage en infrastructure				
1.	Béton dosé à 350kg/m ³	m ³	13,25	423 654,39	5 613 420,61
2.	Béton de propreté dosé à 200kg/m ³	m ³	1,73	226 800,00	392 364
3.	Armatures en aciers haute adhérence	kg	662,5	9 069,75	6 008 709,37
4.	Coffrage en bois	m ²	66,25	35 700,00	2 365 125,00
Total ouvrage en infrastructure					14 379 618,98
IV.	Ouvrage en superstructure				
1.	Béton dosé à 350kg/m ³ de CEM I 42,5	m ³	372,99	423 654,39	158 018 850,9
2.	Armatures en aciers haute adhérence	kg	18 649,5	9 069,75	169 146 302,6
3.	Coffrage en bois	m ²	2 864,95	35 700,00	102 278 715,00
4.	Maçonnerie de brique pour mur 11	m ²	56,77	26 300	1 493 051,00
	Maçonnerie de brique pour mur 22	m ²	835,45	37 000,00	30 911 650,00
5.	Enduit :				
	* Enduit en mortier de ciment dosé à 300kg/m ³	m ²	1011,88	17 450,83	17 658 145,86
Total ouvrage en superstructure					479 506 715,4
V.	Revêtement				
1.	Fourniture et carrelage en grès de cérame de 40x40cm	m ²	480	90 000,00	43 200 000,00
2.	Fourniture et carrelage céramique antidérapant de 30x30cm	m ²	64	80 000,00	5 120 000,00
3.	Revêtement en parkex collé sur chape	m ²	180	60 000,00	10 800 000,00

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
4.	Plinthe :				
	* Plinthe en grès cérame	ml	256	10 000,00	2 560 000,00
	* Plinthe en bois	ml	80,35	10 000,00	803 500,00
				Total revêtement	62 483 500,00
VI.	Assainissement				
1.	Fourniture et pose de tuyaux PVC	ml	130	25 100,00	3 263 000,00
2.	Regard de visite en BA de dimensions 70 x 70	u	3	120 000,00	360 000,00
4.	Canalisation en ciment comprimé	ml	212	55 000,00	11 660 000,00
6.	Fosse septique en BA, capacité 30 personnes	u	1	3 000 000,00	3 000 000,00
7.	Aération avec des puits pour les toilettes	ml	100	50 000,00	5 000 000,00
	Puisard		1	520 000,00	520 000,00
8.	Fourniture et pose du raccordement au réseau générale	u	2	500 000,00	1 000 000,00
				Total assainissement	24 803 000,00
VII.	Menuiserie en bois				
1.	Porte à panneau en bois				
	* 80 x 210cm	u	24	375 000,00	9 000 000,00
	* 100 x 210cm	u	4	410 000,00	1 640 000,00
				Total menuiserie en bois	10 640 000,00
VIII.	Menuiserie en aluminium				
3.	Porte vitrée en alu de dimensions 90 x 210cm	u	16	400 000,00	6 400 000,00
4.	Fenêtre vitrée coulissante en aluminium		32	240 000,00	7 680 000,00
5.	Fenêtre fixe vitrée en alu	u	16	300 000,00	4 800 000,00
				Total menuiserie en aluminium	18 880 000,00
IX.	Menuiserie métallique				
1.	Fourniture et pose de garde-corps et main courante	ml	74,69	70 000,00	5 228 300,00
				Total menuiserie métallique	5 228 300,00
X.	Plomberie et sanitaire				
1.	Compteur JIRAMA	fft	1	3 000 000,00	3 000 000,00
	Tuyauterie de distribution	fft	1	3 000 000,00	3 000 000,00
2.	Appareils et équipements sanitaires				

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
	* WC à l'anglaise	u	4	170 000,00	680 000,00
	* Lave main	u	4	45 000,00	180 000,00
	* Porte papier	u	4	20 000,00	80 000,00
	* Receveur de douche	u	4	343 000,00	1 372 000,00
	* Pote serviette en laiton chromé	u	4	25 000,00	100 000,00
	* Porte savon	u	4	10 000,00	40 000,00
Total plomberie et sanitaire					8 452 000,00
XI.	Electricité				
	Compteur JIRAMA	Fft	1	3 500 000,00	3 500 000,00
1.	Tableau disjoncteur	u	4	300 000,00	1 200 000,00
2.	Installation point lumineux à simple allumage	u	20	40 000,00	800 000,00
3.	Installation point lumineux à double allumage (va-et-vient)	u	8	45 000,00	360 000,00
4.	Fourniture et pose de prise de courant 2p+T	u	80	40 000,00	3 200 000,00
6.	Applique murale	u	24	15 000,00	360 000,00
7.	Réglette lavabo	u	4	38 000,00	152 000,00
8.	Spots encastrés	u	40	20 000,00	800 000,00
9.	Réseau distribution électrique	fft	1	5 000 000,00	5 000 000,00
Total électricité					15 372 000,00
XII.	Peinture				
1.	Travaux préparatoires	fft	1	600 000,00	600 000,00
2.	Peinture extérieure acrylique	m ²	771,88	8 000,00	6 175 040,00
3.	Peinture intérieure acrylique	m ²	771,88	7 000,00	5 403 160,00
Total peinture					12 178 200,00
XIII.	Equipements divers et aménagement extérieur				
1.	Paratonnerre	u	1	5 000 000,00	5 000 000,00
2.	Aménagement extérieur	fft	1	50 000 000,00	50 000 000,00
3.	Bouche d'incendie	u	2	217 000,00	434 000,00
4.	Extincteur	u	4	160 000,00	640 000,00
Total équipements divers					56 074 000,00

N°	Désignation des travaux	Montant
		[Ariary]
I	Installation et repli de chantier	37 000 000,00
II	Terrassement	1 773 705,72
III	Ouvrage en infrastructure	14 379 618,98
IV	Ouvrage en superstructure	479 506 715,4
V	Revêtement	62 483 500,00
VI	Assainissement	24 803 000,00
VII	Menuiserie en bois	10 640 000,00
VIII	Menuiserie en aluminium	18 880 000,00
IX	Menuiserie métallique	5 228 300,00
X	Plomberie et sanitaire	8 452 000,00
XI	Electricité	15 372 000,00
XII	Peinture	12 178 200,00
XIII	Equipements divers	56 074 000,00
MONTANT HORS TVA		746 771 040,10
TVA (20%)		149 354 208,00
MONTANT en TTC		896 125 248,10

Arrêté ce présent devis quantitatif et estimatif à la somme de : **HUIT CENT QUATRE-VINGT SEIZE MILLION CENT VINGT-CINQ MILLE DEUX CENT QUARANTE HUIT ARIARY DIX (896 125 248,10)**, y compris la taxe sur la valeur ajoutée au taux de vingt pour cent (20 %) et qui a pour montant de : **CENT QUARANTE NEUF MILLION TROIS CENT CINQUANTE QUATRE MILLE DEUX CENT HUIT ARIARY (149 354 208,00)**.

Soit le montant du cout par mètre carré du terrain bâti à la somme d'**UN MILLION DEUX CENT HUIT MILLE TROIS CENT SOIXANTE NEUF ARIARY TRENTÉ TROIS (1 208 369,33)**.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce mémoire de fin d'étude, intitulée « CONTRIBUTION A L'ETUDE D'UN BÂTIMENT R+3 SIS A IVANDRY », on peut en déduire qu'un tel projet est d'une importance primordiale pour le développement de la capitale.

En effet, d'une part, il permettra de remédier aux problèmes de logement qui est l'une des principales causes du désordre et des insécurités sur la ville. Autrement dit, l'insuffisance d'appartement freine et même entraîne dans le sens opposé toute évolution. Notre projet affectera aussi beaucoup de domaine rien que d'y parler des grands succès qu'il a auprès des compagnies immobilières de Madagascar et auprès de beaucoup d'autres branches. Dans ce sens, cet investissement va s'inscrire dans le cadre des stratégies pour la réduction de la pauvreté à Madagascar.

D'autre part, ce projet a été réalisé dans les meilleures conditions possibles, plus exactement suivant les règles et les normes appropriées. D'où, sa réalisation et son étude nous ont permis d'acquérir aussi bien des connaissances que des expériences en tant que licencié dans ce domaine. Sur ce, on a, dans cette ouvrage, vue trois grandes parties dont, au premier lieu nous avons pu voir l'environnement du projet conformément à la norme en vigueur en terme de confort et de sécurité. Puis on a enchaîné avec les études techniques, dans laquelle on se doit de maîtriser la complexité des calculs et tous les paramètres s'y afférent afin de résoudre exactement tous les problèmes se rattachant au dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage. Et le présent ouvrage est clôturé par l'évaluation financière du projet en présentant quelques détails de calcul et le coût total du projet.

Entre autre, ce projet vise à respecter l'environnement tout en favorisant la modernisation de l'endroit. Aussi, les innovations qu'il apporte vont-elles permettre de doter la ville d'une architecture digne des grandes métropoles.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Ernst NEUFERT, LES ELEMENTS DE PROJET DE CONSTRUCTION 8^{ème} édition
- [2] Henri RENAUD ; mur, poutre et plancher en BA, le moniteur 2^{ème} édition 2002 et dessin technique et lecture de plan.
- [3] Henri THONIER ; CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BÂTIMENT 2^{ème} édition.
- [4] Olivier GAGLIARDINI ; Génie civil et Infrastructure année 2004/2005.
- [5] Cours de Béton Armé ; Lalatiana RAVAOHARISOA ; BTP ; ESPA ; 2013-2014
- [6] Cours de calcul de structure ; Victor RAZAFINJATO ; BTP ; ESPA ; 2014-2015
- [7] Cours de management de construction ; RALAIARISON Moïse ; BTP ; ESPA ; 2014-2015
- [8] Cours de dessin technique et Technologie de bâtiment ; Richard ANDRIANARIMANANA ; BTP ; ESPA 2012-2013
- [9] Cours de Mécanique des Sols ; RAHELISON Landy Harivony ; BTP ; ESPA ; 2013-2014

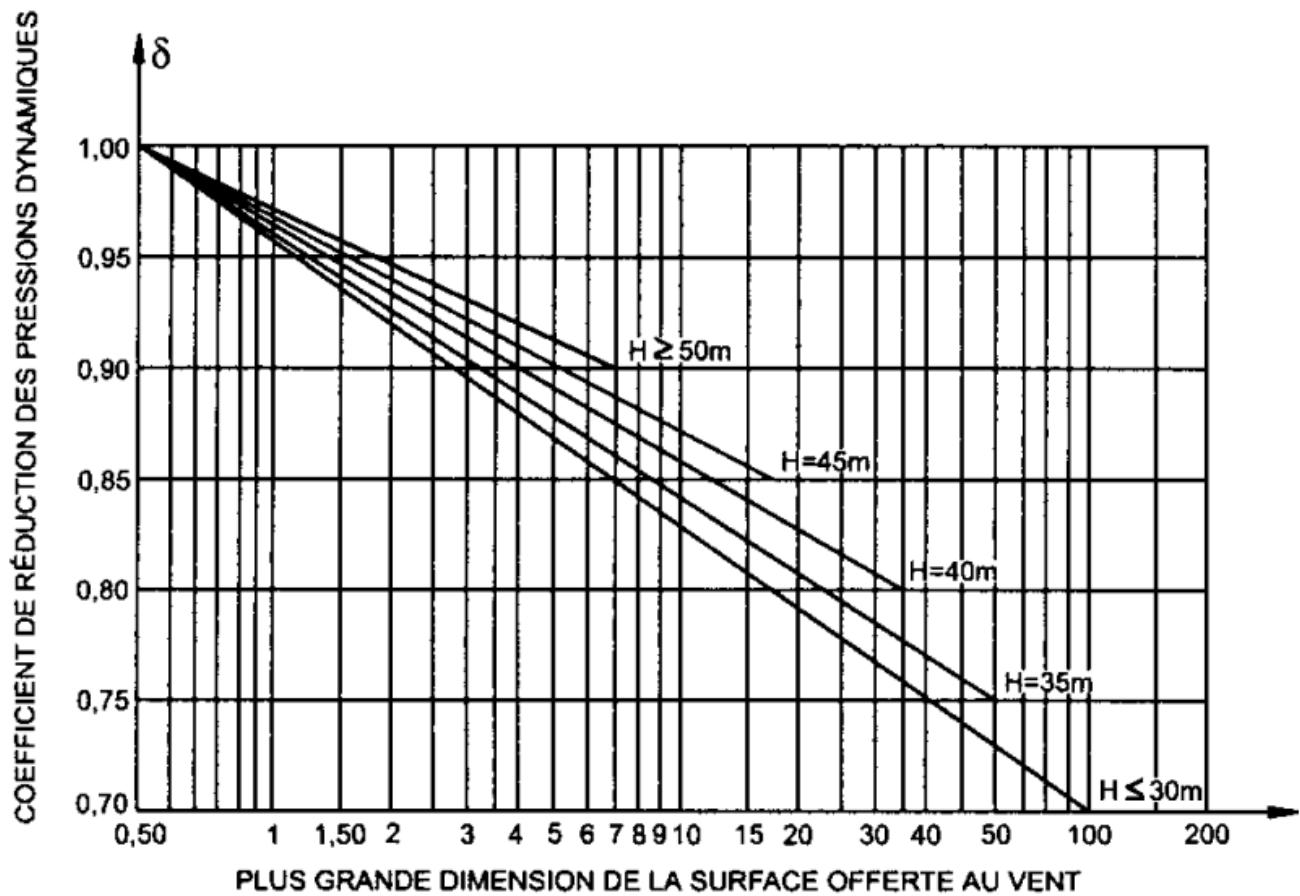
WEBOGRAPHIE

<http://www.wikipedia.org>

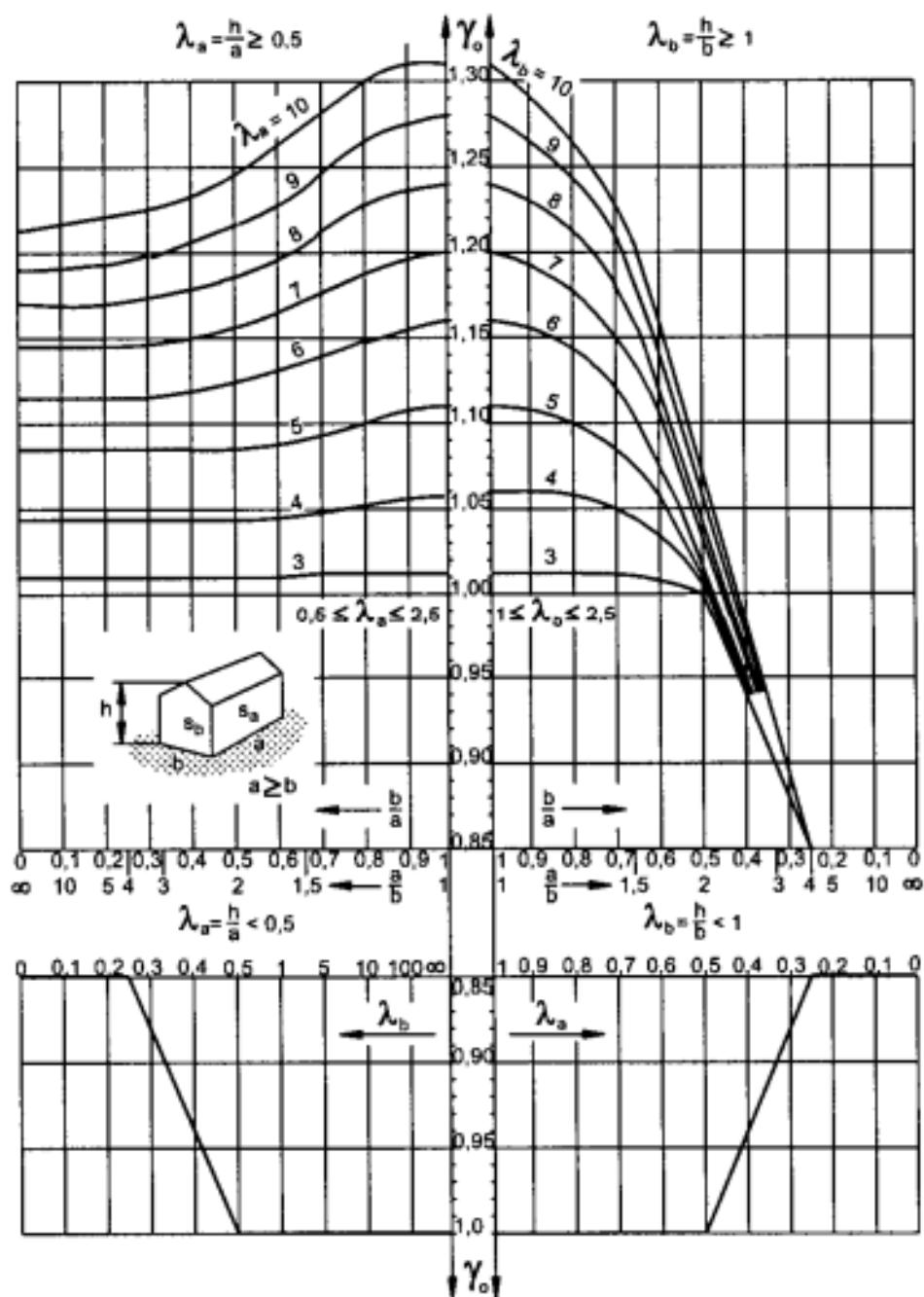
http://www.google_earth.com

<http://www.google.com>

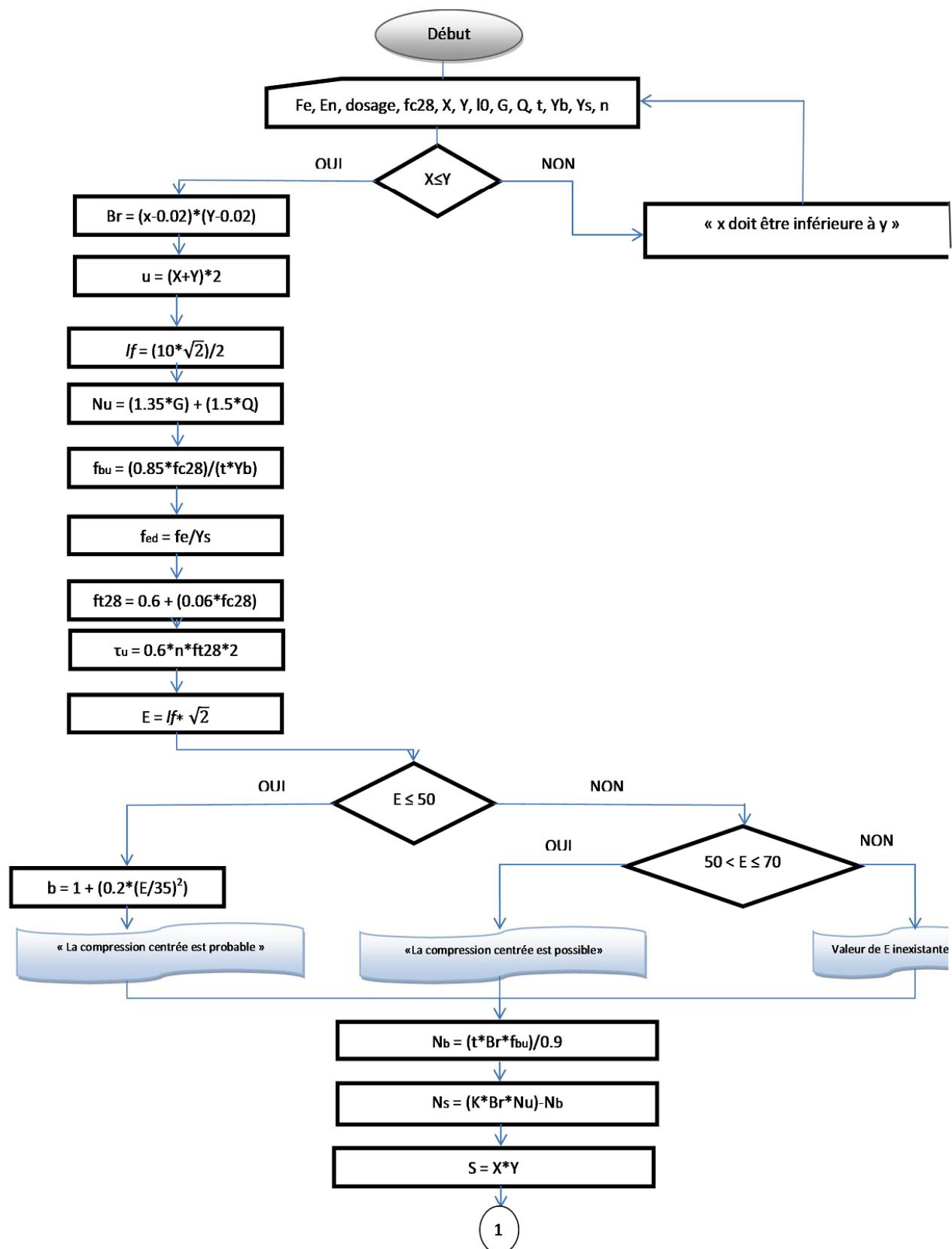
ANNEXES

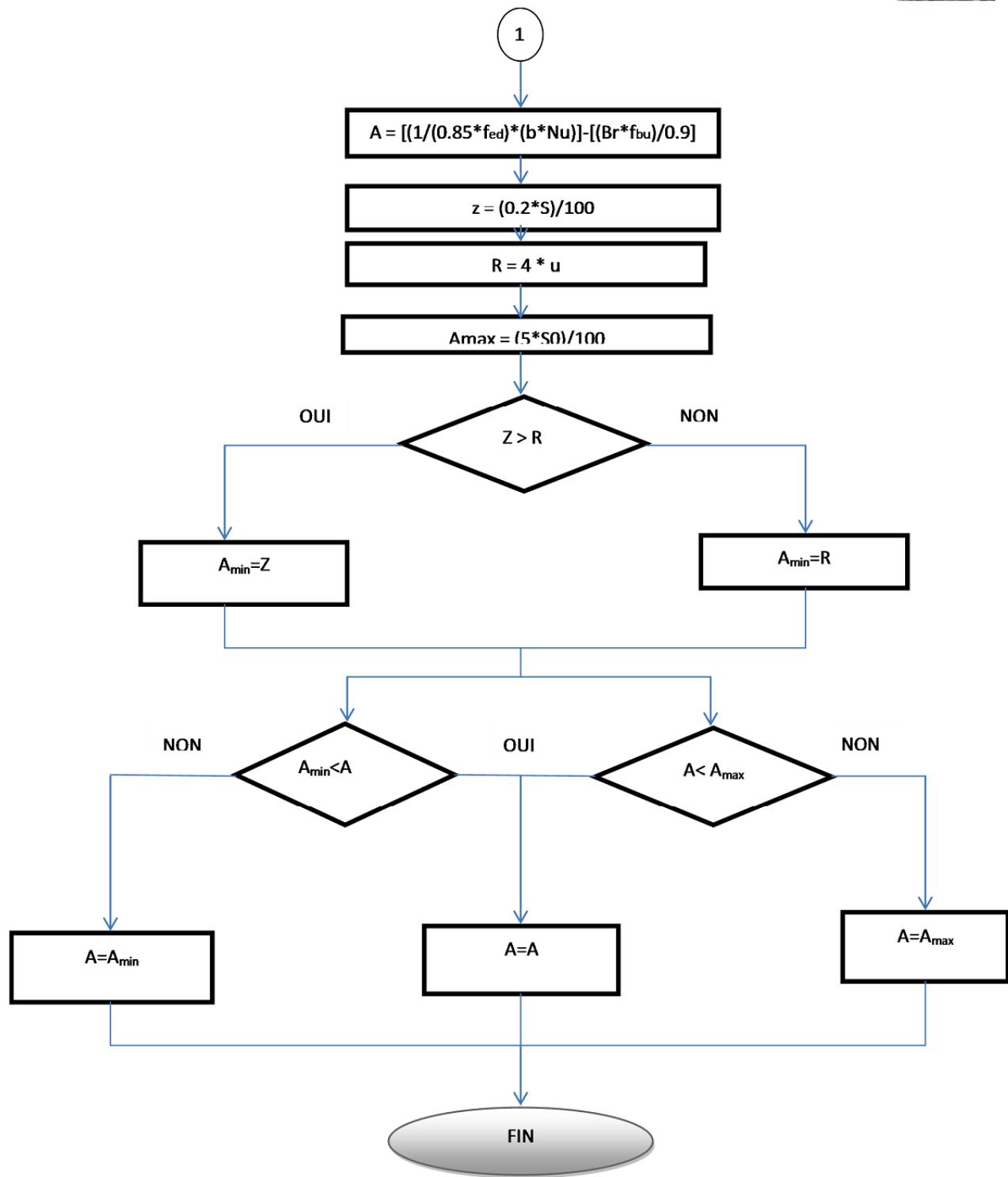


ANNEXE I : DIAGRAMME POUR LE CALCUL DE Δ

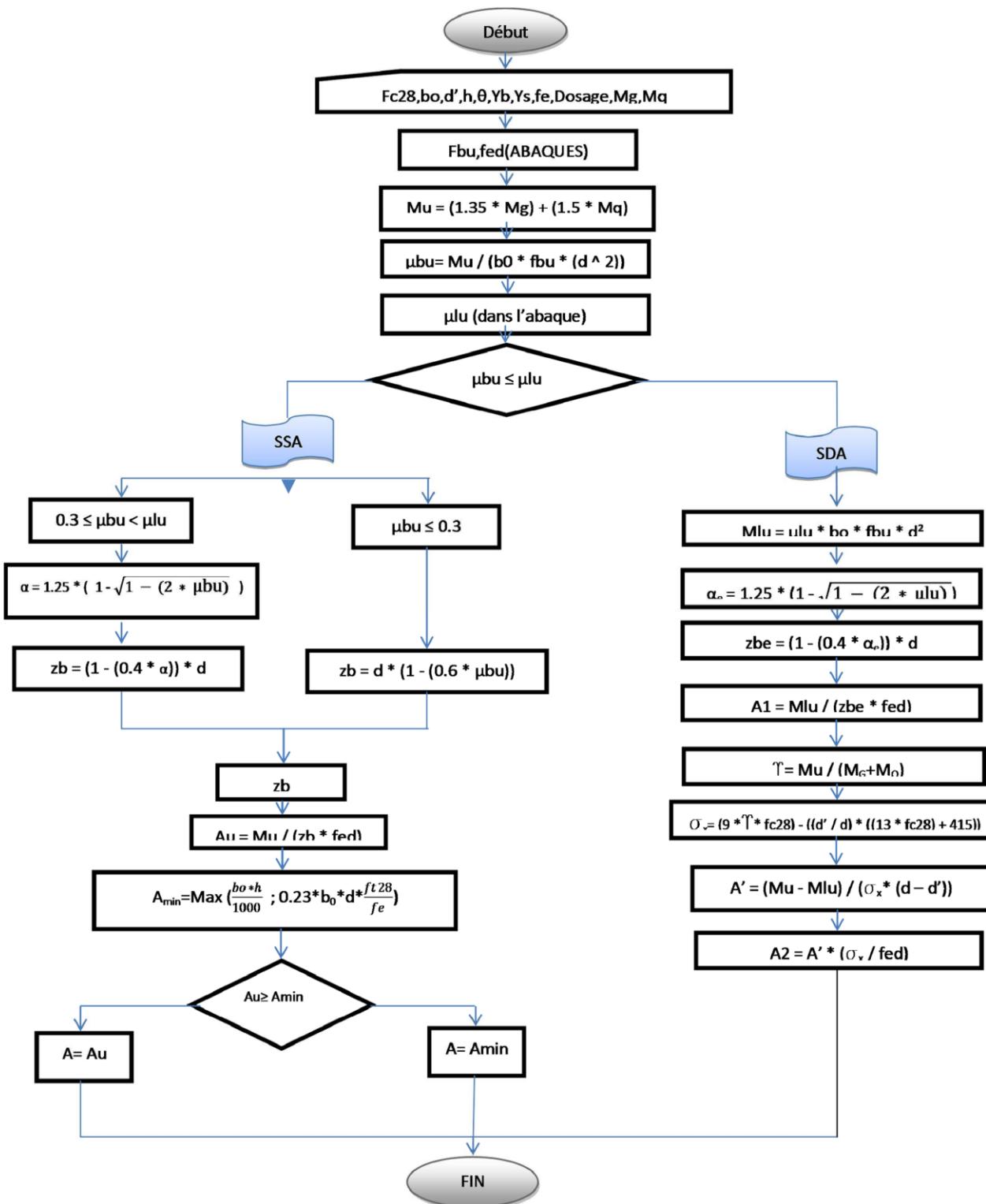
VENT NORMAL À LA GRANDE FACE S_a VENT NORMAL À LA PETITE FACE S_b ANNEXE II : ABAQUE POUR LA DETERMINATION DE Γ_0

ANNEXE III : ORGANIGRAMME DE CALCUL D'UN POTEAU SOUMIS A LA COMPRESSION SIMPLE A L'ELU





ANNEXE IV : ORGANIGRAMME DE CALCUL D'UNE POUTRE SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE A L'ELU :



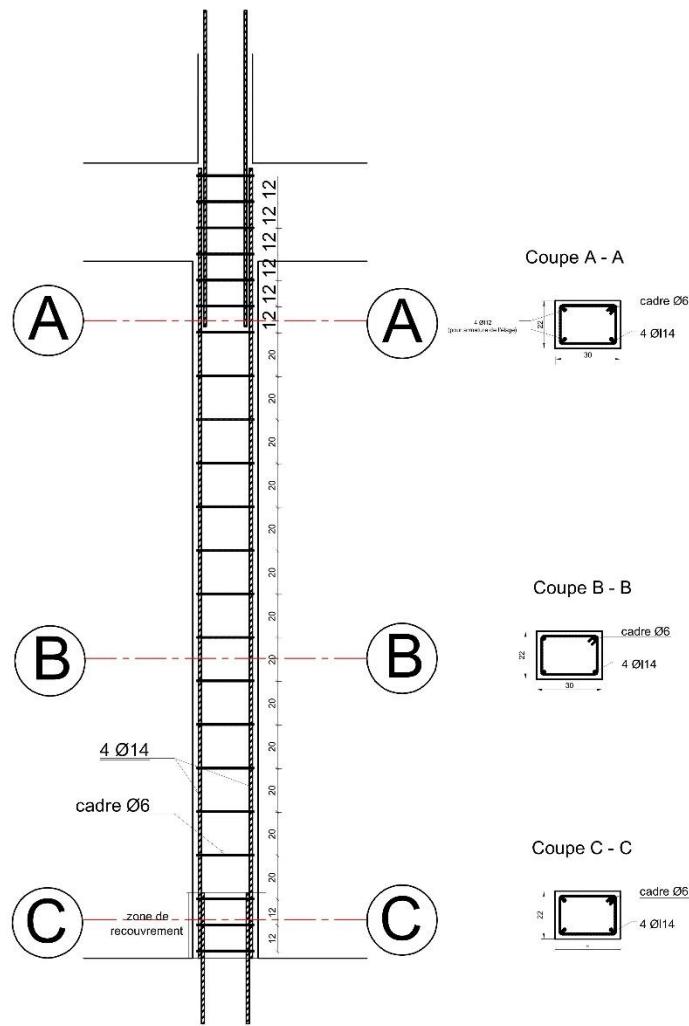
SECTION – POIDS – PERIMETRE NOMINAUX DES ACIER

Ø [mm]	SECTIONS (cm ²)									Poids [Kg/m]	P.N [cm]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
5	0.196	0.393	0.589	0.785	0.982	1.18	1.374	1.57	1.77	0.154	1.57
6	0.283	0.565	0.848	1.13	1.141	1.696	1.979	2.26	2.54	0.222	1.80
8	0.503	1.005	1.508	2.01	2.513	3.016	3.518	4.02	4.52	0.394	2.51
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.927	4.71	5.498	6.28	7.07	0.616	3.14
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.04	10.18	0.887	3.77
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	1.208	4.40
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	1.578	5.13
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	2.466	6.28
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	3.853	7.25
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	6.313	10.05
40	12.57	25.13	37.70	50.27	52.83	75.40	87.96	100.5	113.1	9.954	12.57

Les valeurs du coefficient μ_x et μ_y :

lx/ly	μ_x	μ_y	lx/ly	μ_x	μ_y	lx/ly	μ_x	μ_y
0.40	0.1110	0.245	0.60	0.0849	0.435	0.80	0.0615	0.634
0.41	0.1095	0.253	0.61	0.0836	0.446	0.81	0.0604	0.699
0.42	0.1081	0.261	0.62	0.0824	0.457	0.82	0.0593	0.714
0.43	0.1066	0.269	0.63	0.0811	0.469	0.83	0.0582	0.728
0.44	0.1052	0.277	0.64	0.0799	0.480	0.84	0.0571	0.742
0.45	0.1039	0.286	0.65	0.0787	0.492	0.85	0.0561	0.757
0.46	0.1025	0.294	0.66	0.0775	0.503	0.86	0.0551	0.771
0.47	0.1012	0.302	0.67	0.0763	0.515	0.87	0.0541	0.785
0.48	0.0999	0.310	0.68	0.0751	0.526	0.88	0.0531	0.800
0.49	0.0986	0.319	0.69	0.0739	0.538	0.89	0.0521	0.815
0.50	0.0973	0.328	0.70	0.0728	0.550	0.90	0.0511	0.831
0.51	0.0960	0.337	0.71	0.0716	0.562	0.91	0.0502	0.846
0.52	0.0947	0.347	0.72	0.0704	0.574	0.92	0.0493	0.862
0.53	0.0935	0.356	0.73	0.0692	0.586	0.93	0.0483	0.879
0.54	0.0923	0.366	0.74	0.0681	0.599	0.94	0.0474	0.897
0.55	0.0911	0.377	0.75	0.0670	0.612	0.95	0.0465	0.915
0.56	0.0889	0.387	0.76	0.0658	0.623	0.96	0.0465	0.932
0.57	0.0886	0.398	0.77	0.0647	0.639	0.97	0.0448	0.949
0.58	0.0874	0.410	0.78	0.0636	0.653	0.98	0.0439	0.966
0.59	0.0862	0.423	0.79	0.0625	0.668	0.99	0.0431	0.983
						1.00	0.0423	1.000

FERRAILLAGE POTEAU



Nomenclature des aciers de poteau				
N	DESIGNATION	DIAMETRE Ø [mm]	NOMBRES	LONGUEUR DEVELOPPE [m]
1	Armature Longitudinale	14	4	3.00
2	Cadre	6	22	1.34

FACONNAGE

cadre Ø6

cadre Ø6

cadre Ø6

ETUDE D'UN BATIMENT R+3 SIS A IVANDRY



**FERRAILLAGE
POTEAU**

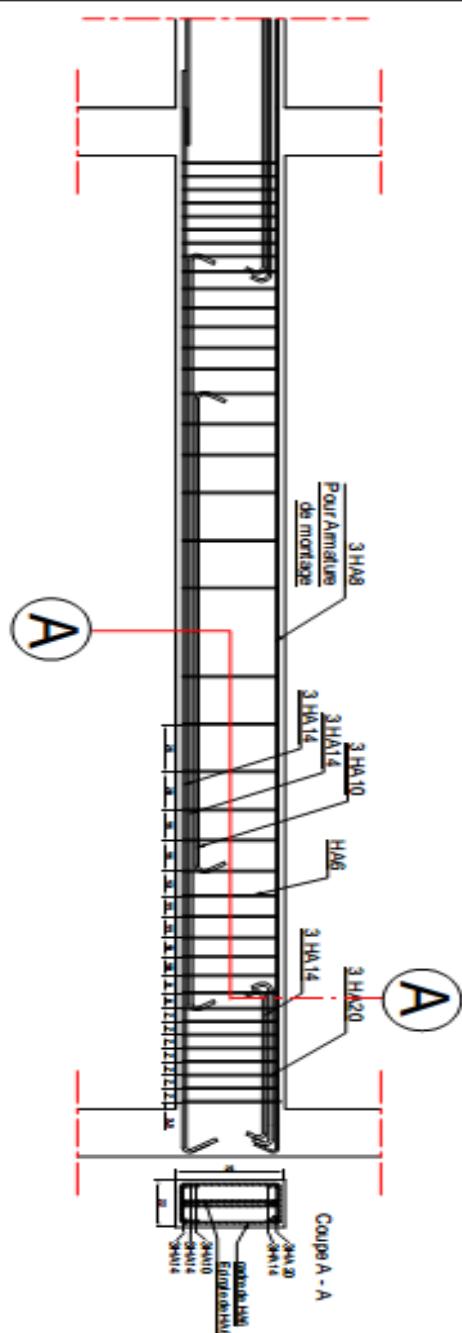
Hasina

Echelle:1/50

14-07-2016

01

FERRAILLAGE POUTRE



Nomenclature des aciers de poutre transversale					
N	DESIGNATION	DIAMETRE Ø [mm]	NOMBRES	LONGUEUR DEVELOPPE [m]	FAÇONNAGE
1	Filante inférieure 1ere Lit	14	3	5.68	4/ 60 4/
2	Filante inférieure 2eme Lit	14	3	393	4/ 36 4/
3	Filante inférieure 3eme Lit	10	3	2.90	4/ 20 4/
4	Filante supérieure	8	3	5.56	4/ 50 4/
5	Cadre	6	41	0.88	2/ 18 2/ 18
6	Etier	6	41	0.46	5/ 18

ETUDE D'UN BATIMENT R+3 SIS A IVANDRY



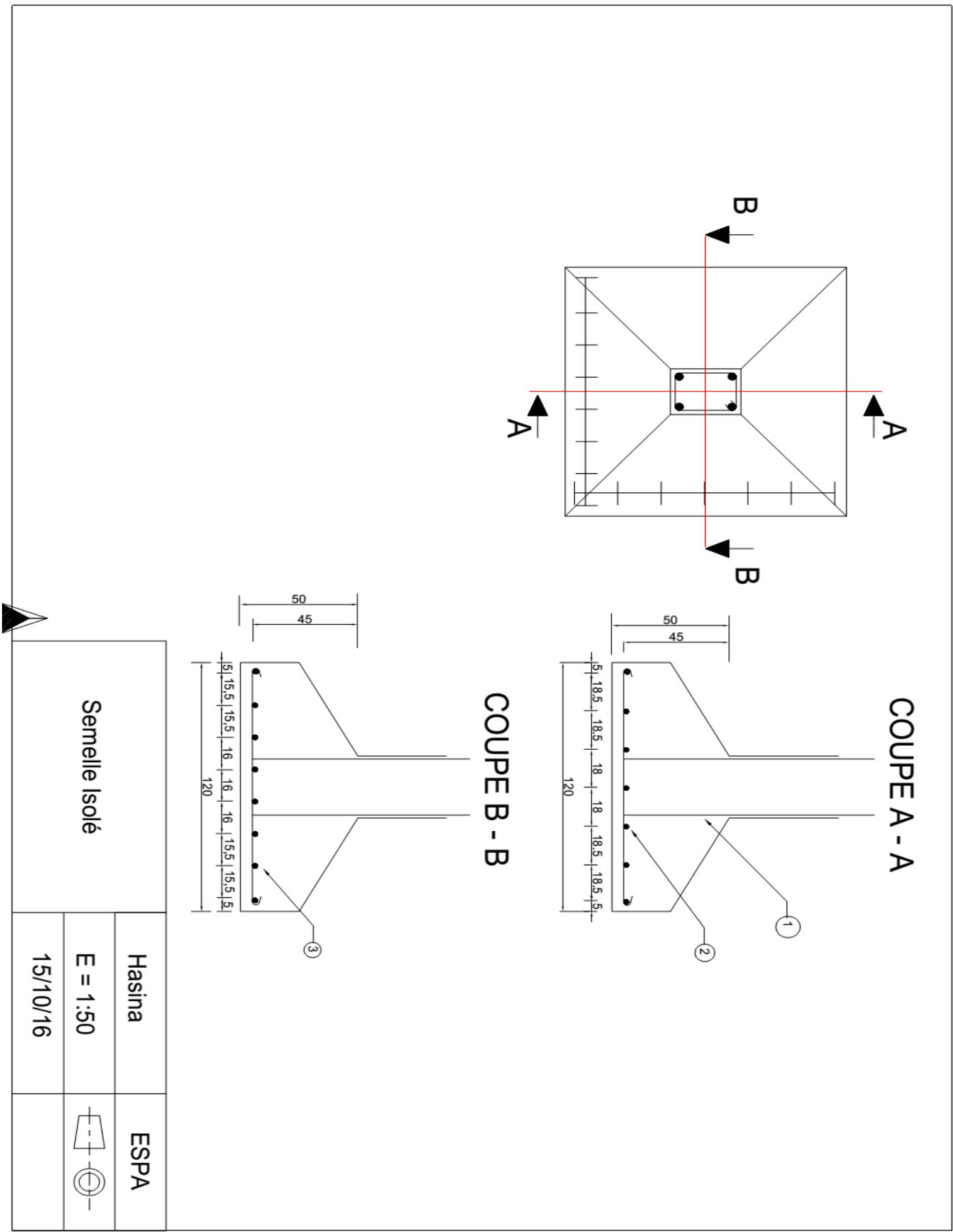
FERRAILLAGE POUTRE

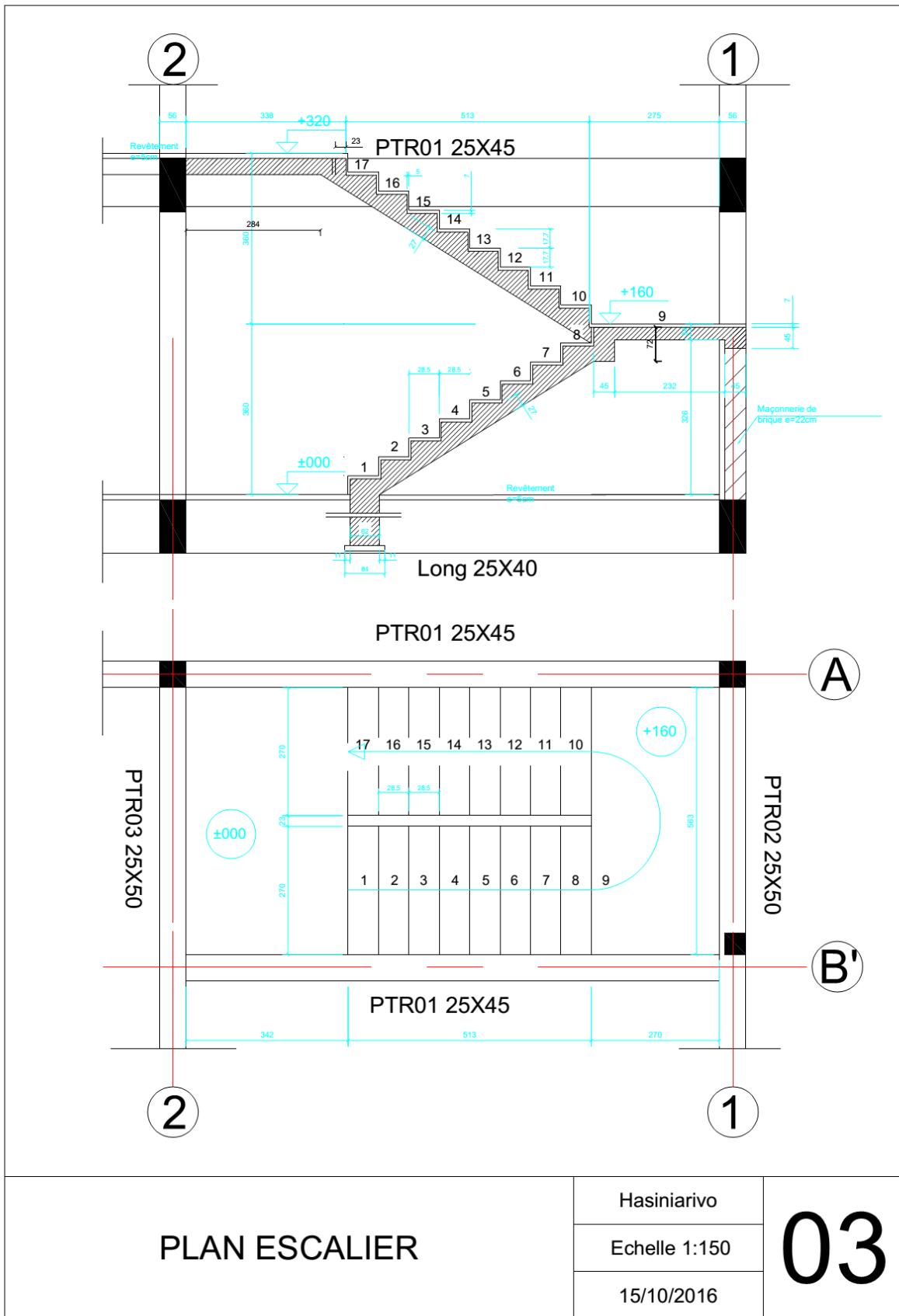
Hasina

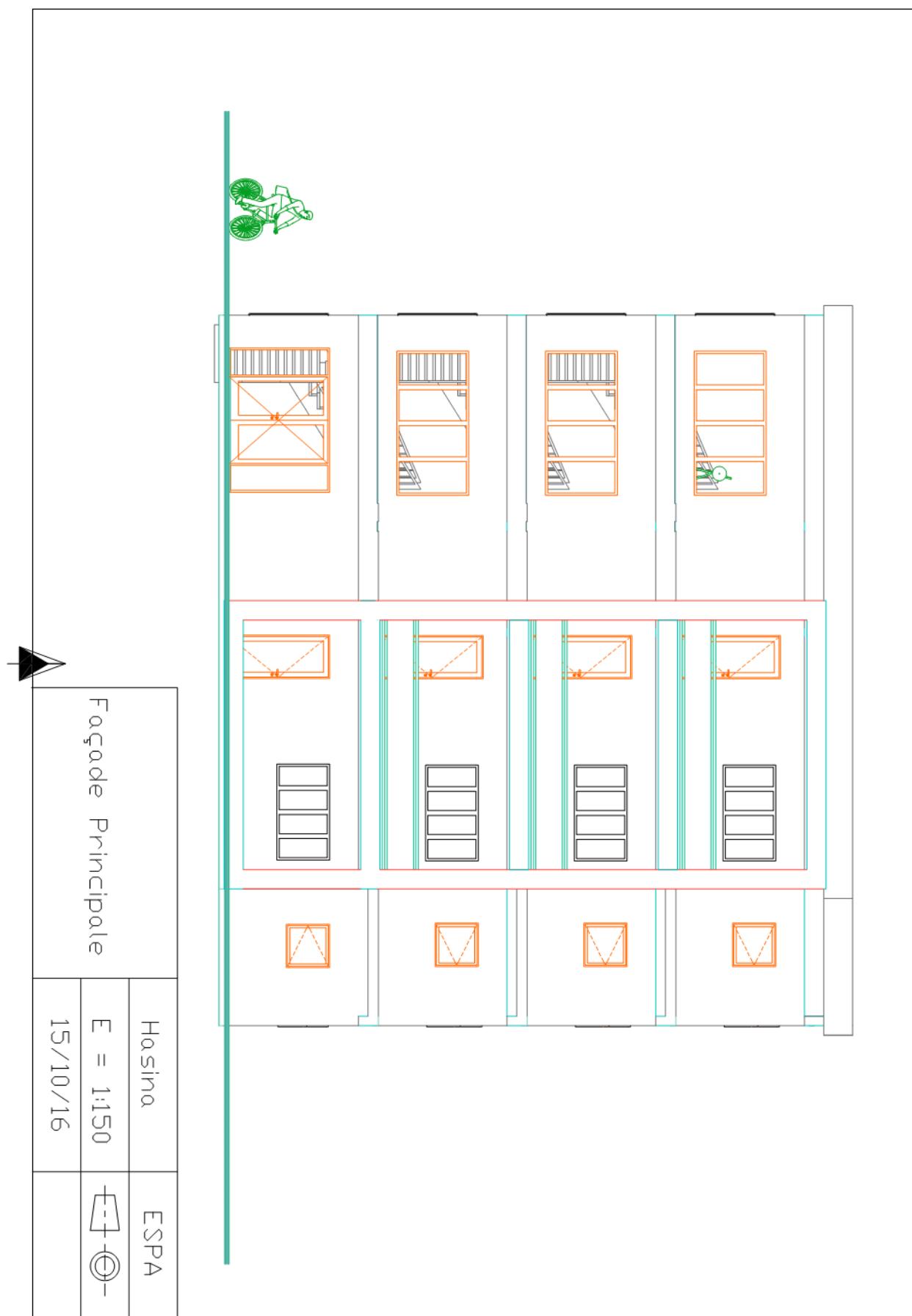
Echelle: 1/50

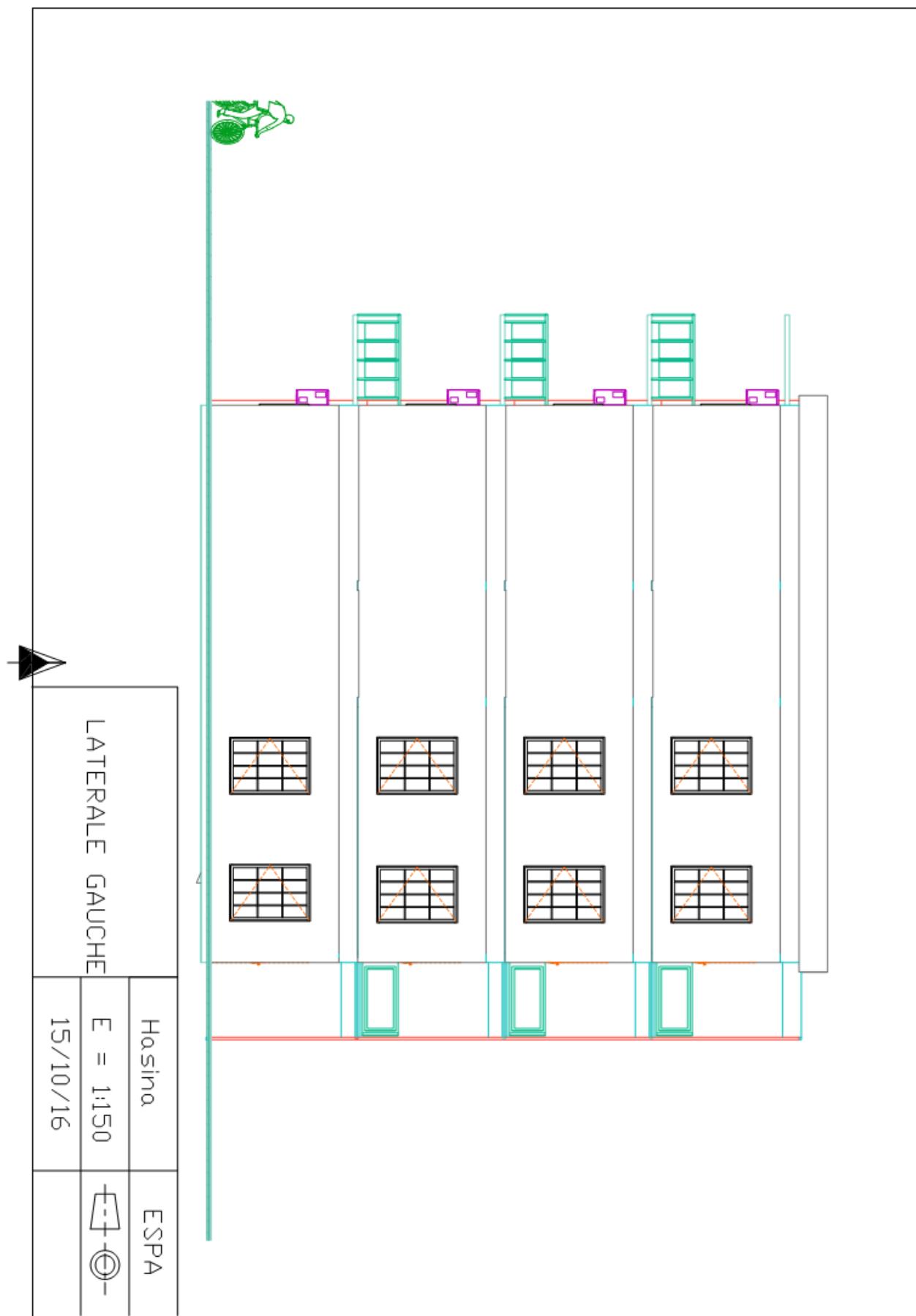
16-07-2016

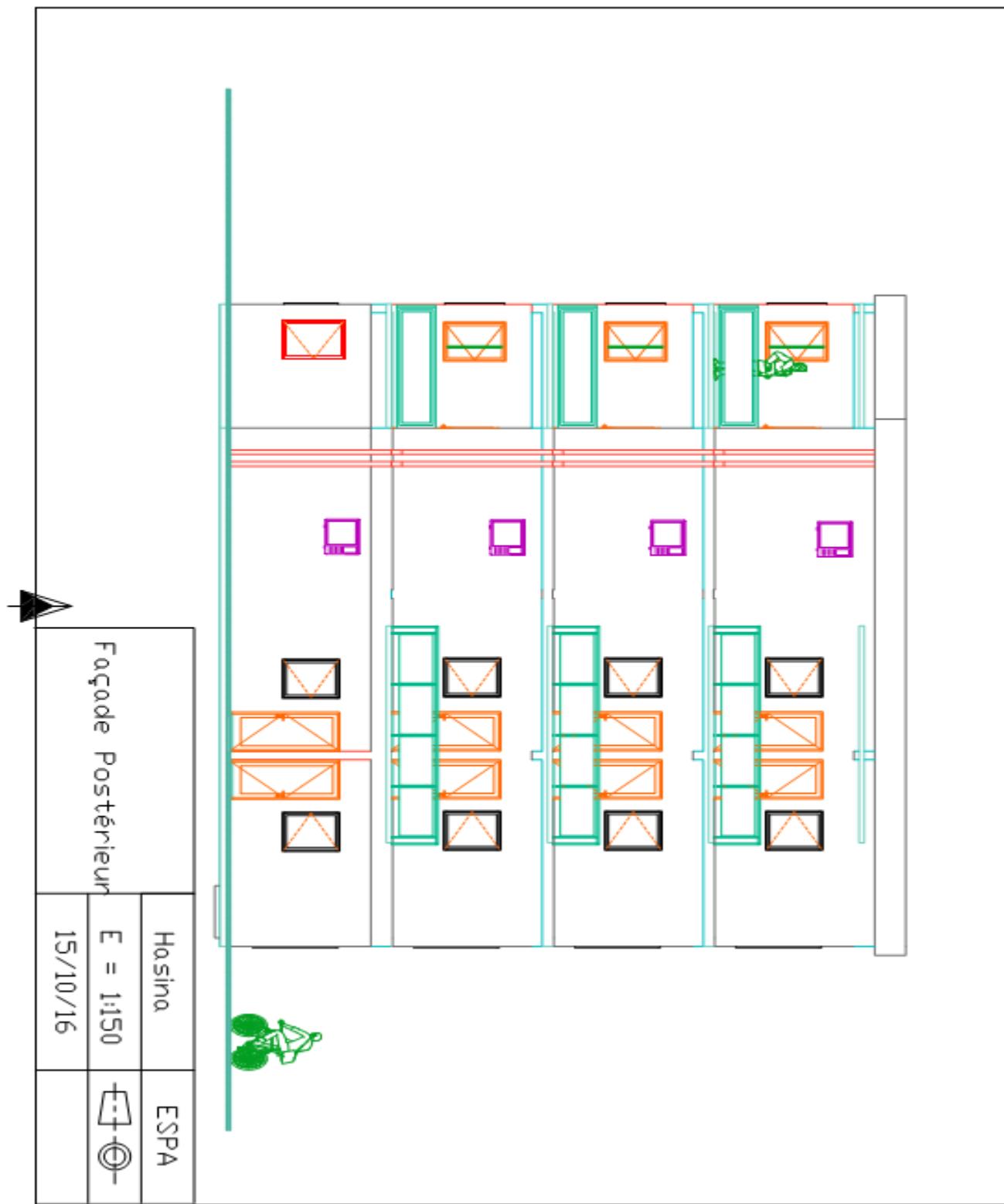
02

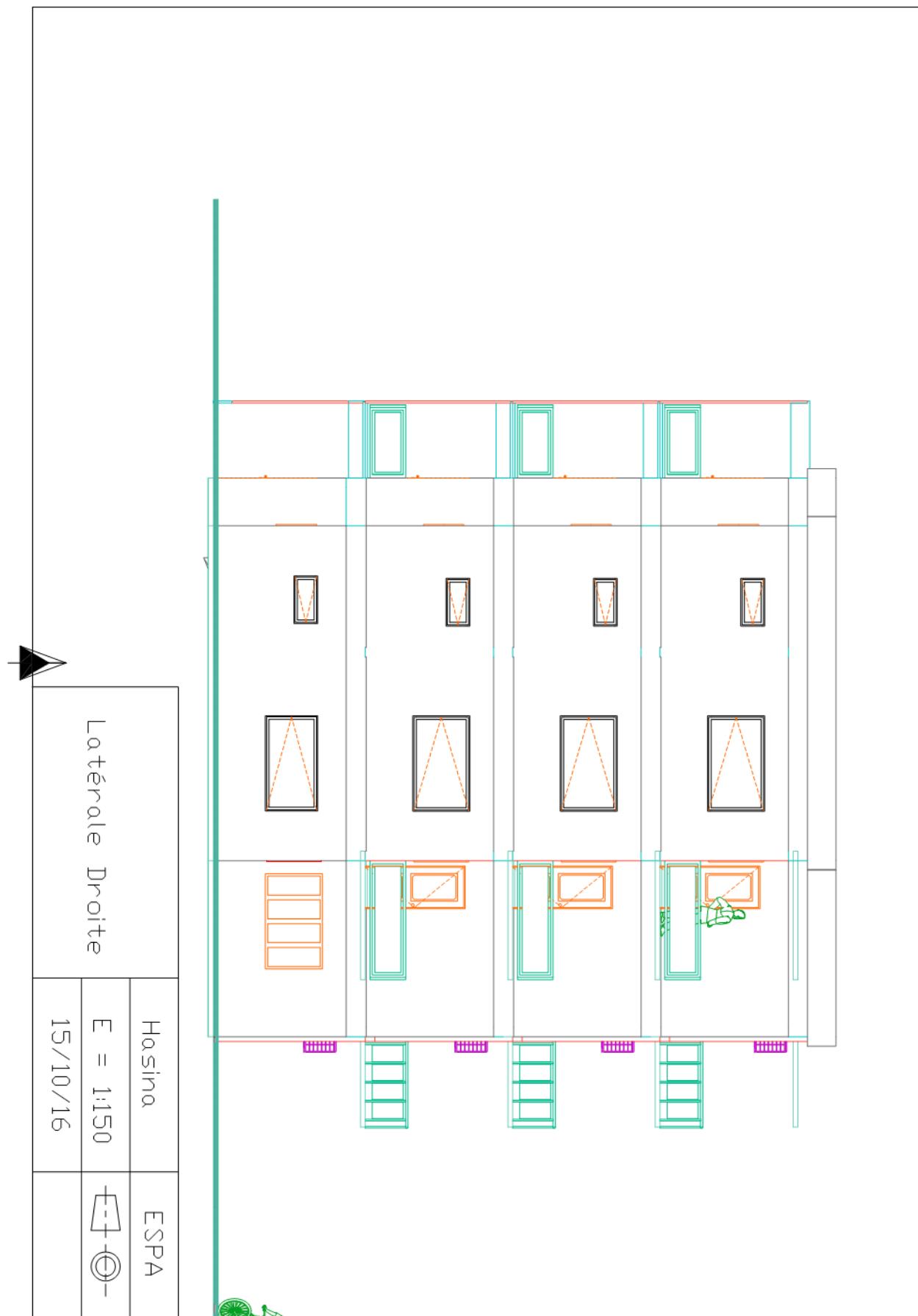


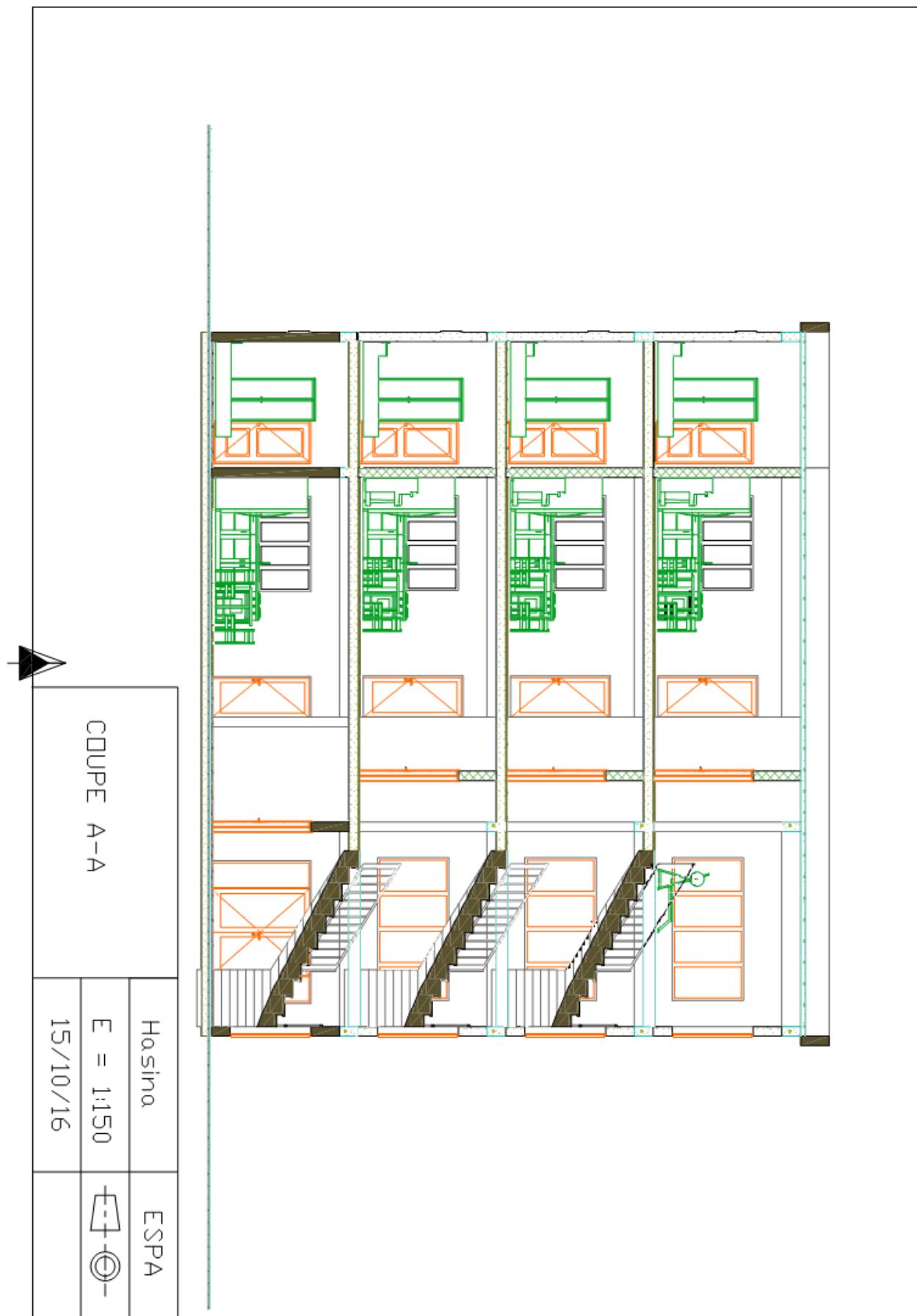


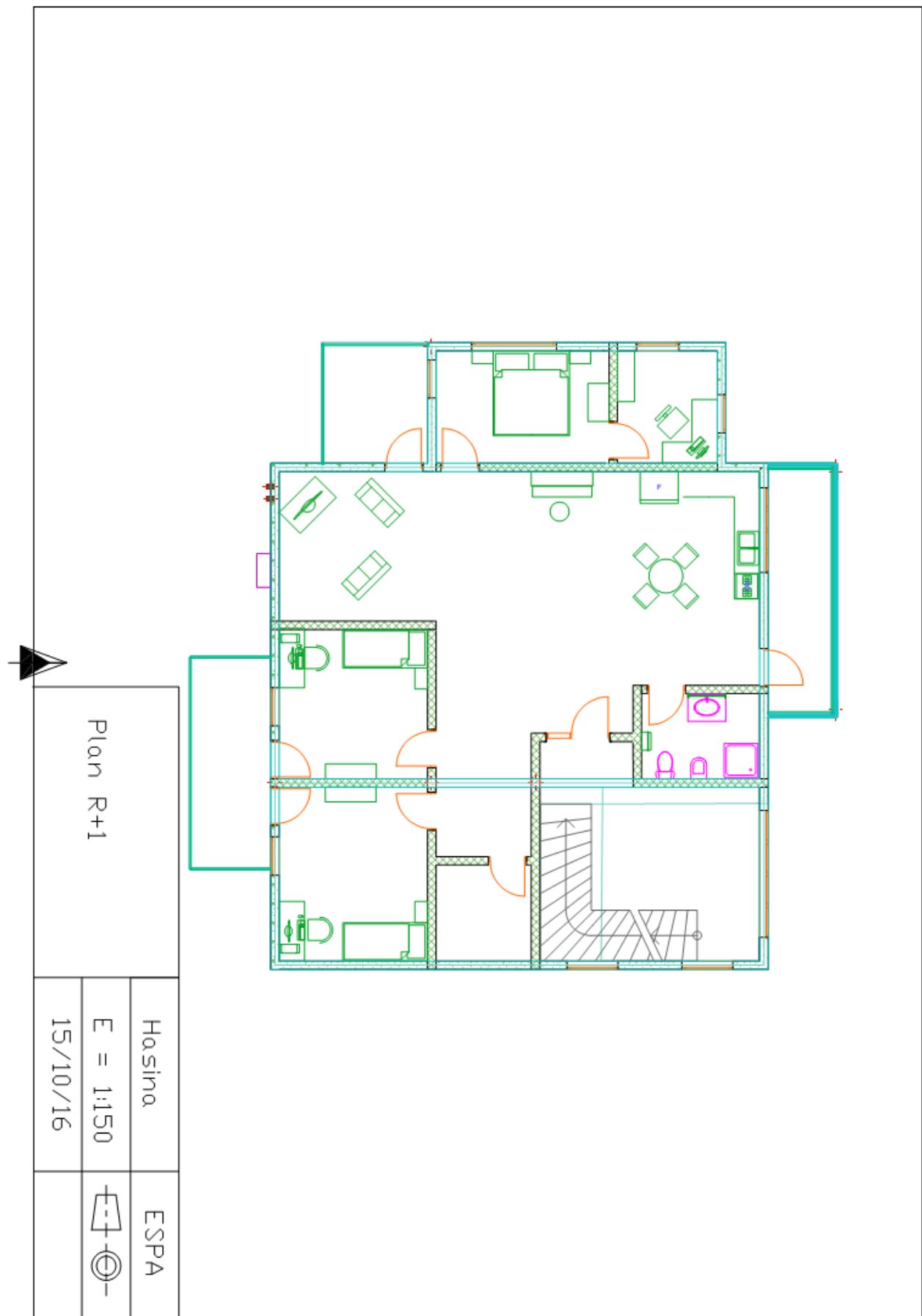


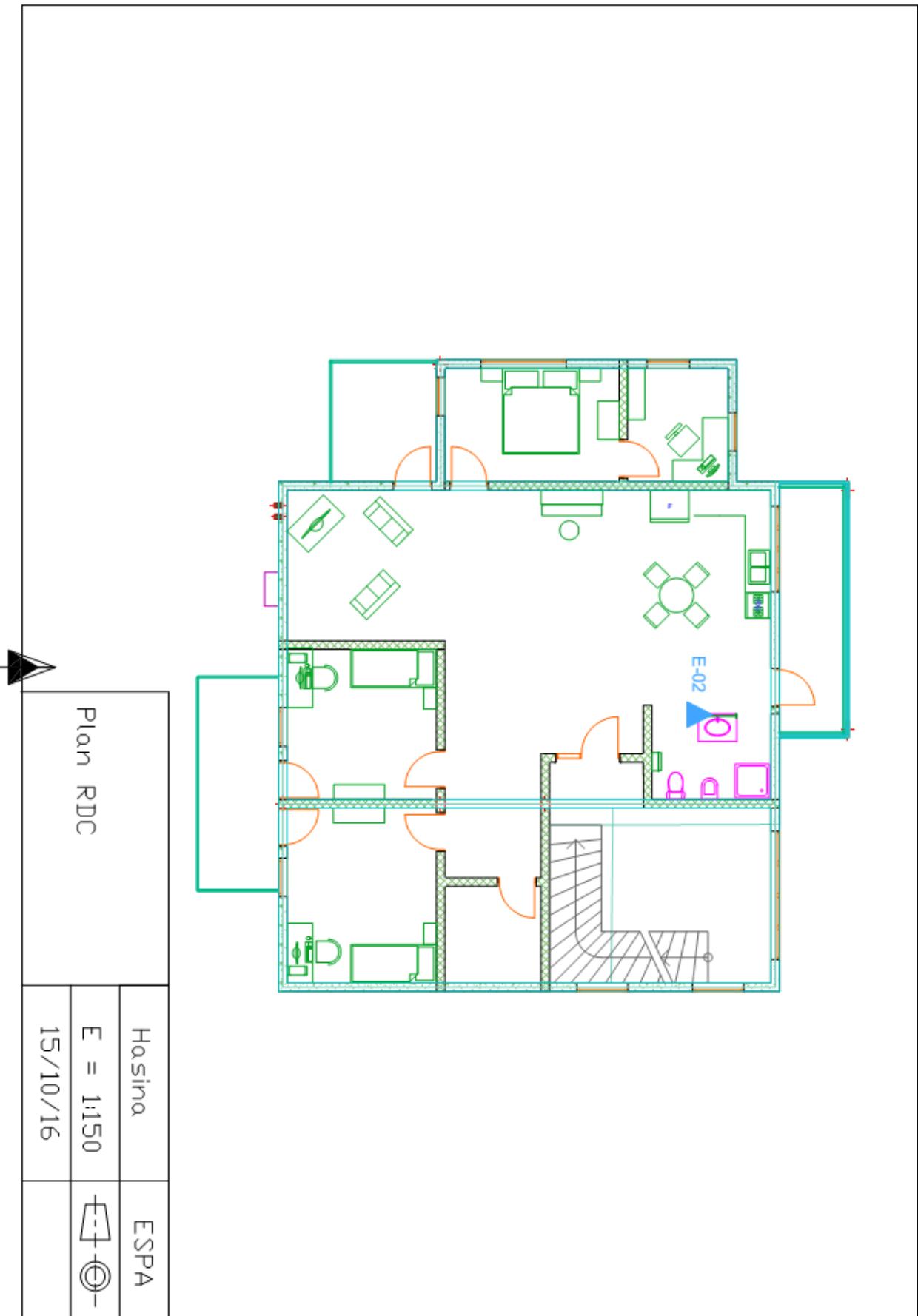


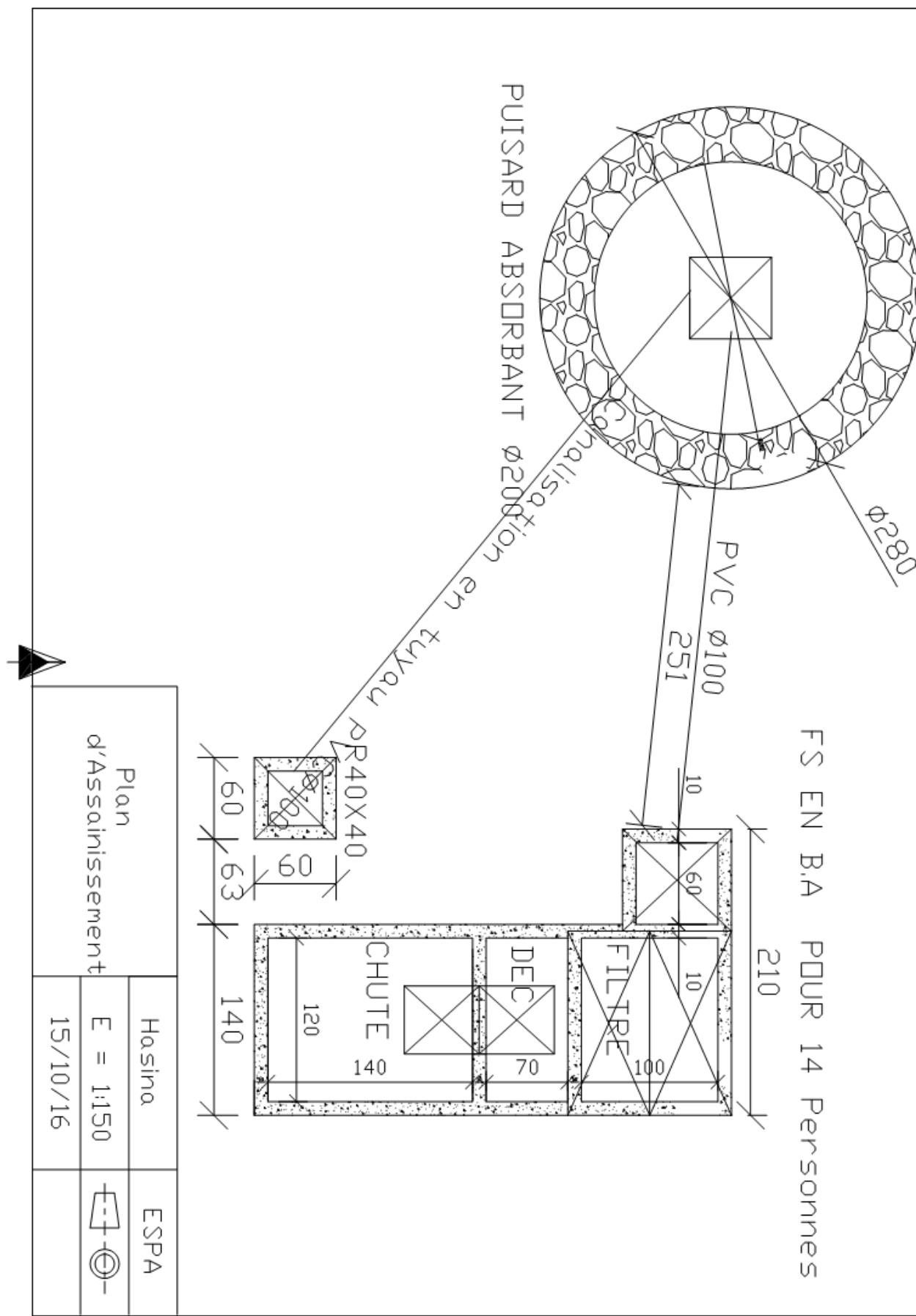












PLANNING D'EXECUTION

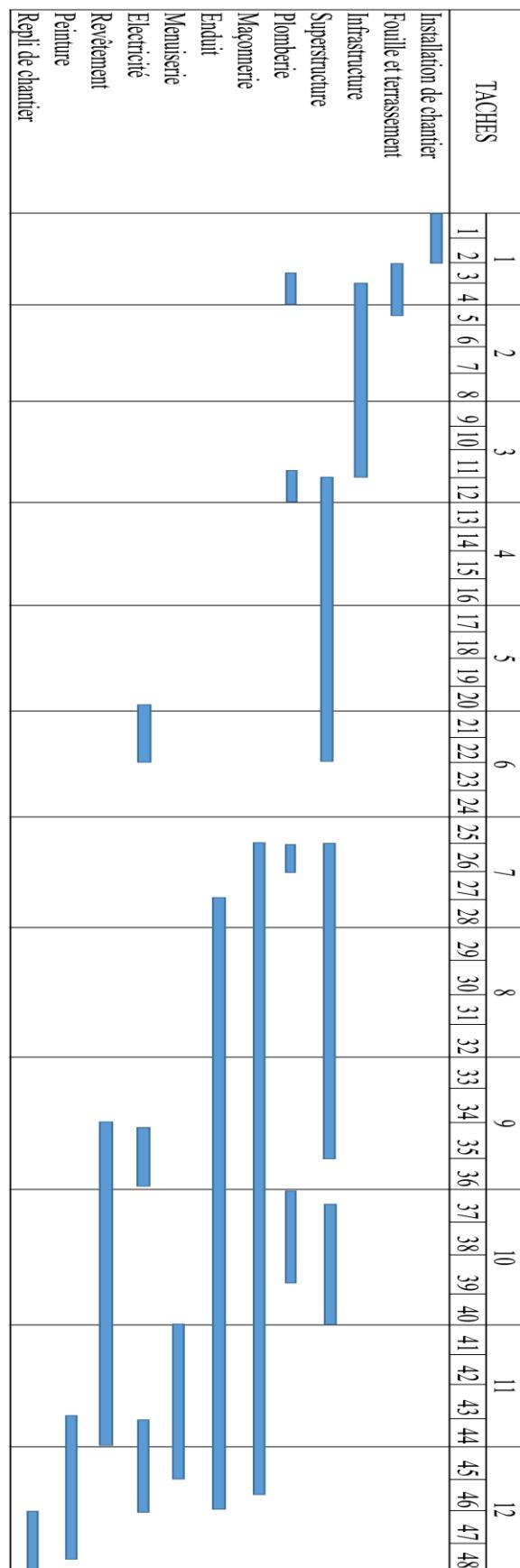


TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE.....	ii
LISTE DES ABBREVIATIONS ET ANNOTATIONS.....	iii
1-ABREVIATIONS	iii
2-NOTATIONS	iv
<i>a-Notation en majuscule romaines :</i>	iv
<i>b-Notation en minuscules romaines :</i>	v
LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES	ix
INTRODUCTION GENERALE	1
PARTIE I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE.....	
Chapitre I : GENERALITES SUR LA VILLE D'ANTANANARIVO	2
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :	2
I.2 SITUATION ADMINISTRATIVE :	3
I.3 CLIMAT :	4
I.4 MILIEU PHYSIQUE :	5
1) <i>Relief</i>	5
2) <i>Sol</i>	5

I.5 : DEMOGRAPHIE.....	6
Chapitre II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE	7
II.1 GENERALITES :	7
II.2) SECTEURS ECONOMIQUES:	7
Chapitre III : JUSTIFICATION DU PROJET.....	9
III.1 LES INTERVENANTS DANS LE PROJET :.....	9
III.2 DESCRIPTION ARCHITECTURALE :	9
III.4) LOCALISATION DU PROJET	11
CONCLUSION PARTIELLE	16
Partie 2 : ETUDE TECHNIQUE	
Chapitre IV. ETUDES PRELIMINAIRES.....	17
• ETUDE GEOTECHNIQUE :.....	17
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE	17
SONDAGE AU PRESSIOMETRE MENARD.....	18
Chapitre V : PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE L'OUVRAGE.....	20
V.1) GENERALITES :.....	20
V.2) PREDIMENTIONNEMENT DU PLANCHER.....	20
V.3) PREDIMENTIONNEMENT DES POUTRES :	21
V.4) PREDIMENTIONNEMENT DES POTEAUX :	22
Chapitre VI : DESCENTE DES CHARGES.....	24
GENERALITES	24

VI.1) Charges permanentes	26
VI.2) Surcharges d'exploitations	31
VI.3) Surcharges climatiques	32
VII.1) Généralités sur la méthode de CROSS	44
VII.2) Evaluation des charges	45
VII.3) Méthode pratique de calcul :	46
VII.4) Procédé de calcul :	48
VII.5) Récapitulation des combinaisons	48
Chapitre VIII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME	55
VIII.1) DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	55
1) <i>Hypothèse de calcul :</i>	55
2) DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES.....	55
3) <i>Calcul des armatures transversales</i>	61
4) <i>Disposition constructive des armatures</i>	66
VIII.2) CALCUL DU POTEAU	68
1) <i>Dimensionnement de la pièce</i>	68
2) <i>Calcul des armatures longitudinales</i>	69
3) <i>Calcul des armatures transversales</i>	71
4) <i>Disposition constructive des armatures</i>	72
VIII.3) CALCUL DE LA DALLE :	73
VIII.4) CALCUL DES FONDATIONS :	78

Chapitre IX : ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT :	82
--	----

➤ Dimensionnement de la fosse septique	82
--	----

Partie 3 : TECHNOLOGIE DE MISE EN OEUVRE	
---	--

X.1) PROPRIETES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION :	84
--	----

1) <i>L'eau de gâchage</i>	84
----------------------------------	----

2) <i>Les granulats</i> :	84
---------------------------------	----

3) <i>Les adjuvants</i> :	86
---------------------------------	----

4) <i>Les liants hydrauliques</i> :	87
---	----

5) <i>Les aciers</i> :	89
------------------------------	----

X.2) LE BETON :	91
------------------------------	----

1) COMPOSITION DU BETON :	91
---------------------------------	----

2) QUALITES DU BETON :	92
------------------------------	----

3) MISE EN ŒUVRE DES ELEMENTS POUR LE BETON ARME:	94
---	----

X.3) MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES :	100
--	-----

1) LE TERRASSEMENT :	100
----------------------------	-----

2) IMPLANTATION:	101
------------------------	-----

3) MISE EN ŒUVRE DE LA FONDATION :	102
--	-----

4) MISE EN ŒUVRE DES POTEAUX :	105
--------------------------------------	-----

5) MISE EN ŒUVRE DES POUTRES :	107
--------------------------------------	-----

6) MISE EN ŒUVRE DE LA DALLE :	108
--------------------------------------	-----

CONCLUSION PARTIELLE :	110
Partie 4. EVALUATION FINANCIERE.....	
Chapitre XI : DEVIS DESCRIPTIF	111
Chapitre XII. SOUS DETAIL DES PRIX	114
Chapitre XIII. DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF.....	119
CONCLUSION GENERALE	123
BIBLIOGRAPHIE.....	124
WEBOGRAPHIE.....	125
ANNEXES	
ANNEXE I : Diagramme pour le calcul de δ.....	I
ANNEXE II : Abaque pour la détermination de γ_0.....	II
ANNEXE III : ORGANIGRAMME de calcul d'un poteau soumis à la compression simple à l'ELU	III
ANNEXE IV : Organigramme de calcul d'une poutre soumise à la flexion simple à l'ELU :	V
Table des Matières	XXI

Nom : RAKOTO

Prénom : Hasiniarivo Elysé

Adresse : Lot 14M II Ter Anosy Avaratra Antananarivo Avaradrano

Téléphone : +261 32 69 371 68

E-mail : rakotohasiniarivo55@gmail.com



Titre du mémoire :

« CONTRIBUTION A L'ETUDE D'UN BATIMENT R+3 A USAGE D'HABITATION SIS A IVANDRY»

Nombre de pages : 123

Nombre de figures : 42

Nombre de tableaux : 48

Résumé :

Le présent mémoire a pour objet la conception d'un bâtiment à usage d'habitation. Le contenu de cet ouvrage fait ressortir quelques points importants comme l'étude architecturale, l'étude technique, la technologie de mise en œuvre et le coût du projet.

Concernant la modélisation de la structure, différentes méthodes ont été utilisée à savoir la méthode de Cross, l'application du BAEL 91 modifié 99 etc... Une étude de la technologie de mise en œuvre ainsi qu'une évaluation financière vont aider à concrétiser la justification du présent projet.

Mots clés : Béton Armé, Calcul de structures, coût, portique.

Abstract :

This thesis deals with design of a building for residential use. Its content has some important points in terms of construction such as the architectural study, technical study, implementation of technology and the cost of the project. For modeling the structure, various methods were used among which the method of Cross, BAEL 91 modified 99 etc...

A study of the implementation of technology and that a financial assessment will help realize the project is justification.

Key words : Reinforced concrete, Structure's reckoning, cost, porch

Rapporteur : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina