



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
Département BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en
Bâtiment et Travaux Publics

ETUDE D'UN COMPLEXE HOTELIER 5 ETOILES SIS A IVATO

Présenté par

ANDRIAMANANA Valiha

Sous la direction de :

Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina

Promotion 2007

Date du soutenance : 15/01/08

UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
Département: BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en
Bâtiment et Travaux Publics

ETUDE D'UN COMPLEXE HOTELIER 5 ETOILES SIS A IVATO

Membres du jury :

Président : Monsieur RABENATOANDRO Martin

Rapporteur : Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina

Examineurs : Madame RAVAOHARISOA Lalatiana

Monsieur RALAIARISON Moïse

Monsieur RAKOTOARISON Pierre Donat

Promotion 2007

REMERCIEMENTS

Quelque soit mon vouloir, les travaux qui font l'objet du présent mémoire n'ont pas pu être menés à bien sans l'aide de plusieurs personnes. Tout d'abord, je remercie le Seigneur de m'avoir donné la force et le courage de réaliser ce travail.

Aussi, aimerons-nous témoigner notre gratitude envers :

Professeur RAMANANTSIZEHENA Pascal, Directeur de l'ESPA, qui a assumé le bon déroulement de notre école.

Monsieur RABENATOANDRO Martin, Maître de conférence, Chef de Département Bâtiment et Travaux Publics. Vous nous avez fait un grand honneur malgré vos multiples obligations en acceptant de présider la séance de notre soutenance.

Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina, Maître de conférence, enseignant à l'ESPA, qui nous a guidé et conseillé tout au long de ce mémoire.

Nous tenons également à exprimer notre remerciements à l'endroit de :

Madame RAHARISON Fanja, Chef de service au Ministère auprès de la Présidence de la République Chargée de la Décentralisation; qui nous a procuré les documents nécessaires pour notre mémoire et nous conseillait pendant l'élaboration de cet ouvrage.

Madame et Messieurs les membres de jury, qui ont bien voulu assister à cette soutenance et apporter leur jugement sur notre modeste travail.

A toute notre famille en témoignage de son affection, du soutien moral indéfectible, de patience et de sacrifice qu'elle a fait preuve tout au long de mes études.

Enfin tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

NOMENCLATURE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES ET PHOTO

INTRODUCTION

PARTIE I : CADRE GENERAL DU PROJET

Chapitre 1 : PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA COMMUNE D'IVATO

Chapitre 2 : JUSTIFICATION DU PROJET

Chapitre 3 : ETUDE DU MARCHÉ

PARTIE II : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Chapitre 1 : PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

Chapitre 2 : MESURES ET DISPOSITIONS PRISES

PARTIE III : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre 1 : PRÉDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

Chapitre 2 : EFFET DU VENT

Chapitre 3 : CALCUL DES PLANCHERS

Chapitre 4 : ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Chapitre 5:ETUDE DE LA FONDATION

Chapitre 6 : SECOND ŒUVRE

PARTIE IV : ETUDES FINANCIERES ET ETUDES D'IMPACT

ENVIRONNEMENTAL

Chapitre 1 : DEVIS DESCRIPTIF

Chapitre 2 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Chapitre 3 : ETUDE DE LA RENTABILITÉ

Chapitre 4 : ETUDE D'IMPACT ET ENVIRONNEMENTAL

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

NOMENCLATURE

Abréviations :

RDC : rez-de-chaussée

DRCI : Durée de Retour de Capital Investi

TIR : Taux Interne de Rentabilité

VAN : Valeur Actuelle Nette

EVPT : Etablissement de Voyage de Promotion Touristique

CF : Coupe Feu

Notations :

d	Distance des aciers à la fibre de béton la plus comprimée
e	distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche, excentricité
e_a	Excentricité additionnelle
e_1	Excentricité du premier ordre
e_2	Excentricité du second ordre
f	Flèche
f_{bu}	Résistance de calcul du béton en compression à l'E.L.U
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à j jours d'âge
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à 28 jours d'âge
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{ed}	résistance de calcul des aciers à l'E.L.U
f_{tj}	résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours d'âge
f_{t28}	résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours d'âge
h	hauteur de section
h_0	hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l'	portée fictive d'une travée (méthode de Caquot)
l_a	longueur d'ancrage
l_f	longueur de flambement
l_i	portée de la travée i
l_r	longueur de recouvrement
l_s	longueur de scellement droit
l_t	distance entre nus de deux nervures parallèles
l_0	longueur libre d'une pièce
l_0	distance du nu d'appui au point où l'effort tranchant s'annule
n	15=coefficient d'équivalence
N_u	Effort normal à l'E.L.U
N_{ser}	Effort normal à l'E.L.S
p	charge uniformément répartie (E.L.U ou E.L.S)
s_t	espacement des cours d'armatures
s_{t0}	espacement initial calculé des cours d'armatures transversales
v	distance du centre de gravité d'une section à la fibre supérieure
y	distance de l'AN à la fibre la plus comprimée d'une section à l'E.L.U

	(y_1 à l'E.L.S)
z	bras de levier de la résultante des forces de compression
z_b	bras de levier de l'effort de compression du béton
β	coefficient de flambement des poteaux
γ	rapport de moment ultime au moment de service
γ_b	coefficient partiel de sécurité pour le béton
γ_s	coefficient partiel de sécurité pour les aciers
δ'	distance réduite des aciers comprimés à la fibre de béton la plus comprimée ($\delta' = d'/d$)
η	coefficient de fissuration
θ	coefficient prenant en compte la durée d'application des charges,
	angle au centre d'une partie courbe de barre
λ	élancement géométrique
μ	coefficient de frottement acier/béton
μ_{bu}	moment fléchissant agissant réduit à l'E.L.U
μ_{rb}	moment résistant béton réduit à l'E.L.S
σ_{bc}	contrainte de compression du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S
A_s	armatures supérieures
A_{ser}	section d'aciers pour l'état limite de service
A_t	section d'un cours d'armatures transversales
B	aire du béton
B_r	section réduite d'un poteau
B_0	section homogène totale
E.L.S	état limite de service
E.L.U	état limite ultime
E_s	module d'élasticité de l'acier
F_{bc}	résultante des efforts de compression du béton
G	action permanente
I	moment d'inertie
I_0	moment d'inertie de la section totale homogène
M	moment fléchissant
M_a	moment sur appui
M_{lu}	moment fléchissant limite à l'E.L.U
M_{rb}	moment fléchissant béton
M_{ser}	moment fléchissant à l'E.L.S
M_t	moment fléchissant en travée
M_{Tser}	moment de référence d'une section en T à l'E.L.S
M_{Tu}	moment de référence d'une section en T à l'E.L.U
M_0	moment fléchissant de la travée de référence
N	effort normal
N_{uc}	charge critique ultime de calcul (flambement)
P_{ser}	charge concentrée appliquée à l'E.L.S
P_u	charge concentrée appliquée à l'E.L.U
Q	charge d'exploitation variable dans les bâtiments
V_u	effort tranchant à l'E.L.U
a	plus petite dimension d'une section transversale
σ_s	contrainte de traction de l'acier

$\bar{\sigma}_s$	contrainte limite des aciers tendus à l'E.L.S
τ_{lim}	contrainte tangente limite
τ_s	contrainte d'adhérence moyenne
τ_u	contrainte tangente conventionnelle
Φ_l	diamètre d'une barre d'acier longitudinal
Φ_t	diamètre d'une barre d'acier transversal
Φ'_{min}	diamètre minimal des barres réalisant une section d'acier comprimée

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Précipitations mensuelles de la Commune Ivato Aéroport, année 2006	
7	
Tableau 2 : Températures mensuelles de la Commune Ivato Aéroport, Année 2006	
8	
Tableau 3 : Activités des habitants dans la commune d'Ivato Aeroport	
8	
Tableau 4 : Les tendances observées dans la vie quotidienne malgache	
11	
Tableau 5 : Evolution du tourisme à Madagascar depuis 1999 jusqu'en 2006	
12	
Tableau 6 : Répartition par pays d'origine des touristes	
13	
Tableau 7 : Motifs de visite des touristes	
13	
Tableau 8 : l'évolution des établissements d'hébergement et de restauration à Antananarivo de 2003 à 2006	14
Tableau 9 : Evolution de l'offre (cumul)	14
Tableau 10 : Taux d'occupation annuel moyen des hôtels à Antananarivo	
15	
Tableau 11 : Taux d'occupation des hôtels les plus fréquentés à Antananarivo	
15	
Tableau 12 : Normes et dispositions d'un hôtel 5 étoiles	
20	
Tableau 13 : épaisseur des dalles pour le coupe-feu	40
Tableau 14 : Dimensions des poteaux pour le coupe-feu	41
Tableau 15 : Dimensions des poutrelles	45
Tableau 16 : Section des poteaux centraux	47
Tableau 17 : Section des poteaux de rive	48
Tableau 18 : Valeurs de la pression dynamique de base selon les zones	50
Tableau 19 : Combinaisons d'action pour Vent perpendiculaire à la face Sa	53
Tableau 20 : Combinaisons d'action pour Vent perpendiculaire à la face Sb	54
Tableau 21 : les valeurs des combinaisons $C_e - C_i$	54
Tableau 22 : Vent normal	56
Tableau 23 : Vent extrême	56
Tableau 24 : Combinaisons d'actions	62
Tableau 25 : valeurs de M_{0x} et de M_{0y}	63
Tableau 26 : Armatures longitudinales en travée	66
Tableau 28 : Vérification rapide à l'ELS des armatures en travées	67

Tableau 29 : Vérification rapide à l'ELS des armatures aux appuis	67
Tableau 30 : Valeurs de β_1 et β_2	71
Tableau 31 : Armatures longitudinales	71
Tableau 32 : Armatures de répartition	72
Tableau 33 : Vérification rapide à l'ELS des armatures longitudinales	72
Tableau 34 : Armatures longitudinales	73
Tableau 35 : Vérification rapide à l'ELS des armatures longitudinales	73
Tableau 36 : les moments, contraintes et valeurs de μ selon les différentes phases de chargement de la poutre :	
	76
Tableau 37 : Charges appliquées aux poutrelles	81
Tableau 38 : Moments maximaux et efforts tranchants aux appuis (ELU)	82
Tableau 39 : Moments maximaux en travée (ELU)	82
Tableau 40 : Récapitulation des valeurs des moments, efforts tranchants et moments en travée maximaux à l'ELS	83
Tableau 41 : Armatures longitudinales en travée	86
Tableau 42 : Armatures longitudinales aux appuis	87
Tableau 43 : Vérification rapide à l'ELS des armatures en travées	88
Tableau 44 : Vérification rapide à l'ELS des armatures aux appuis	88
	88
Tableau 45 : Les espacements sur la demi-travée	94
Tableau 46 : Moment sollicitant le bâtiment	97
Tableau 47 : Poids des matériaux selon la norme NFP- 004	104
Tableau 48 : Calcul des charges permanentes	104
Tableau 49 : Les valeurs des surcharges d'exploitation suivant la norme NFP 06-001	106
Tableau 50 : Tableau récapitulatif de la descente de charges des poteaux A6, B3 et B5	107
Tableau 51 : Tableau récapitulatif de la descente de charges des poteaux C, D et E	107
Tableau 52 : Valeur des moments pour chaque niveau	110
Tableau 53 : Valeurs de « d_i , S_i et l_i »	111
Tableau 54 : Valeurs des efforts normaux dans chaque poteau du à l'effet du vent en kN	112
Tableau 55 : Récapitulation des valeurs des descentes de charges	113
Tableau 56 : Charges appliquées aux poutres transversales	120
Tableau 57 : Charges agissant sur le poteau G5 :	122
Tableau 58 : vérification d'une section entièrement comprimée	126
Tableau 59 : Section d'armatures longitudinales en travée en cm^2	129
Tableau 60 : Section d'armatures longitudinales aux appuis des poutres en cm^2	129
Tableau 61 : Calcul des contraintes en travées	130
Tableau 62 : Calcul des contraintes aux appuis	130
Tableau 63 : Flèche de la poutre	131
Tableau 64 : Vérification des conditions d'appui	132
Tableau 65 : Les espacements sur la demi-travée (entre les zones d'application des forces locales)	133
Tableau 66 : Caractéristiques des voiles	136

Tableau 67 : Inertie équivalente des voiles	137
Tableau 68 : moment d'inertie à prendre en compte	137

LISTE DES FIGURES OU PHOTO

Figure 1 : Carte : Site d'implantation de l'Hôtel.....	4
Figure 2 : diagramme montrant l'évolution du volume des investissements du taux de création de société entre 2001 et 2004.....	18
Figure 3 : le système de contreventement.....	34
Figure 4: Déformation d'un portique et d'un voile.....	35
Figure 5 : travée de calcul pour les dalles.....	61
Figure 6 : Diagramme des moments sur appuis et en travée dans les dalles.....	63
Figure 7 : Dalle du balcon.....	68
Figure 8 : Charges transmises par les panneaux de dalles aux poutrelles	78
Figure 9 : Schéma de calcul des poutrelles.....	79
Figure 10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	82
Figure 11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	82
Figure 12 : Section de la poutrelle en Té.....	82
Figure 13 : Schéma du portique suivant l'axe G, comprenant 4 poteaux	107
Figure 14 : Charges supportées par les poutres transversales sur tous les niveaux.....	116
Figure 15 : Portique soumis au Vent de gauche, à l'ELU.....	118
Figure 16 : Organigramme de calcul pratique des murs raidis.....	146
Figure 17 : Semelle de liaison.....	156



INTRODUCTION

Le tourisme est un secteur clé de la politique de développement mise en place par le gouvernement actuel.

De ce fait, l'hôtellerie joue un grand rôle dans la réalisation de cette politique.

Particulièrement, les hôtels 5 étoiles font partie intégrante de l'image d'un pays.

L'objet de notre mémoire, ayant pour thème : « ETUDE D'UN COMPLEXE HÔTELIER 5 ÉTOILES SIS À IVATO » portera sur les études nécessaires à l'établissement de ce projet.

Pour mieux cerner les problèmes, nous allons suivre le plan suivant. Dans la première partie de ce mémoire, nous allons donner une brève présentation de l'environnement du projet qui comprendra la présentation générale de la commune d'implantation et l'étude de faisabilité du projet. La deuxième partie sera consacrée aux dispositions constructives, dans laquelle, nous établirons le choix de la structure. Les études techniques se verront à la troisième partie, en détaillant les calculs des éléments de l'ouvrage. Puis s'ensuivra, à la quatrième partie, les études de rentabilité du projet, incluant le devis estimatif du projet, avec une brève étude d'impact environnementale.



PARTIE I

CADRE GENERAL DU PROJET

CHAPITRE 1 : PRESENTATION GENERALE DE LA COMMUNE D'IVATO AEROPORT

Section 1. Historique de la commune d'Ivato :

Comme beaucoup de villages de la partie centrale de Madagascar, celui d'Ivato abrite encore, un édifice témoignant de l'histoire du Royaume Merina, un lieu nommé « Vato Masina », traduit textuellement en français par « Pierre sacrée ». Ce lieu symbolise le pacte fait entre les habitants et le Roi Andrianampoinimerina. Notons que le phénomène de consécration de cultes et de demande de bénédiction et de protection, en ce lieu s'est beaucoup raréfié, depuis l'expansion du christianisme à Madagascar.

Certaine tradition locale témoigne du rattachement du village d'Ivato à celui d'Antehiroka, car les us et coutumes d'autrefois veulent que la terre des ancêtres ne soit jamais cultivée d'oignons pour éviter la tombée des foudres tant craintes par les paysans. Ce qui explique la réticence des agriculteurs de la région à la culture d'oignons. Il importe de rajouter aux us et coutumes d'antan, l'interdiction de l'élevage équin ou de passer à cheval dans le village.

Depuis 1996, Ivato Aéroport est devenu une Commune à part entière, après avoir été longtemps rattachée à la Commune d'Antehiroka. L'existence de l'Aéroport International et de la base militaire, constitue une source d'extension rapide de la Commune. Actuellement, Ivato Aéroport est à la fois une Commune et un (1) Fokontany regroupant sept (7) quartiers.

Section 2. Aspect géographique:

2.1 Localisation

La Commune Rurale d'Ivato Aéroport (18° 50' latitude Sud et 47° 30' longitude Est) est localisée dans la Région Analamanga. La situation sur les hautes terres centrales malgaches, plus précisément dans l'Imerina centrale évoque une singularité attitudinale, topographique à partir de 1200m, morphologique et écologique. Elle fait partie du District d'Ambohidratrimo dont les communes riveraines sont :

- Au nord : Commune Rurale de Merimandroso,
- Au nord-ouest : Commune d'Ambohidratrimo,
- Au sud : Commune Rurale d'Ivato firaisana
- Au sud-est : Commune Rurale Antehiroka
- A l'ouest : Commune Rurale de Talatamaty
- A l'est : Commune Rurale d'Ambatolampy Tsimahafotsy

Figure 1 : Carte : Site d'implantation de l'Hôtel



L'hôtel est situé à $47^{\circ} 48' 53''S$ et à $18^{\circ}48'53''E$ selon la projection WGS 84. La carte nous présente l'emplacement du site sachant que l'échelle est de $E = 1/2000$.

La Commune, distante de 15km, est reliée à la capitale vers l'axe Nord-ouest par la route nationale n°52 qui mène vers l'Aéroport International d'Ivato. La Commune est l'équivalence d'un vaste fokontany d'une superficie de $7,36 \text{ km}^2$, divisé en 7 quartiers et contenant l'Aéroport International sur une superficie de $4,11 \text{ km}^2$.

2.2 Milieu physique

La Commune se situe dans une zone de basse altitude. On peut affirmer que le nom de « Ivato » coïncide à la position et à l'histoire du milieu évoquant à la fois des particularités physiques et des traditions humaines pour assurer le contact entre plaine et montagne. C'est un endroit soumis à un climat tropical d'altitude et caractéristique des Hautes terres centrales. La température y est fraîche, la sécheresse et l'humidité s'alternent. Ce qui caractérise en fait, l'adaptation à la vie urbaine.

2.2.1 Relief et Paysage

Le paysage actuel s'identifie à beaucoup de zones situées dans la Région d'Analamanga. Il fait partie d'un niveau d'érosion supposé d'âge fini-tertiaire. Le rôle prépondérant de Farahantsana (seuil rocheux) qui bloque toute remontée de l'érosion depuis l'Ikopa a, cependant, permis l'évolution des reliefs dans l'amont. Des petites buttes d'interfluves ennoyées par le colmatage alluvial apparaissent conservées comme le cas des buttes d'Ambohibao et d'Ambohimanarina,

Des niveaux locaux d'aplanissement dans la région d'Avaradrano et dans celle d'Ivato aboutissent à une altitude de 1280m. L'observation du paysage fait apparaître ainsi des hautes et des basses surfaces. Les hautes surfaces qualifiées de large replat d'interfluve à pente très faible sont composées de roches migmatites et migmatites granitoïdes qui font l'armature du relief. Les basses surfaces s'articulent autour de 1245m.

2.2.2 Sol

D'une manière générale, le sol dans la Commune d'Ivato est constitué de sols ferrallitiques rajeunis (sols anciens repris par l'érosion du quaternaire). Ce sol est caractérisé en moyenne entre 0,60 cm à 2 m de profondeur et un horizon pulvérulent enrichi en minéraux peu altérables. Autrement dit, le sol est qualifié de sols fortement dessaturés. Le sol des basses surfaces est de nature hydromorphe et a évolué sous couverture alluvionnaire d'âge quaternaire (formation récente).

2.2.3 Climat

Située sur les hautes terres centrales, la région subit le régime tropical d'altitude à deux saisons contrastées. La position géographique de la Commune, entre les coordonnées géographiques X=808,3 et Y=407,5, lui fait une zone soumise à l'influence occidentale qui reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 1350mm et d'une température moyenne annuelle de 18° 4C. L'existence de la station météorologique à Ivato permet de dégager les nuances climatiques au niveau du rythme de pluie mensuelles et le nombre de jours de pluies par rapport à l'ensemble d'Antananarivo. Les données disponibles de l'année 2006 peuvent servir de référence.

Tableau 4: Précipitations mensuelles de la Commune Ivato Aéroport, année 2006

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	juin	juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Pluie (mm)	199,5	110,5	240,9	21,7	6,8	5,6	20,2	2,1	9,1	53,1	218,6	228,9
Nb de jour	13	16	11	7	6	3	5	2	2	7	15	13

Source : Service de l'exploitation météorologique Ampasampito, 2007

D'une manière générale, la région à influence occidentale connaît un net allongement de la saison sèche durant l'hiver austral. La saison sèche dure 5 à 6 mois de mars en août. Le mois le plus pluvieux est le mois de mars, tandis que le mois le plus sec est le mois d'août.

La connaissance du régime climatique permet, ainsi aux paysans de définir le calendrier agricole. Les pluies hivernales et intersaisons permettent le démarrage de certaines cultures. La saison est caractérisée par un climat des hautes terres de Madagascar. L'année comporte deux saisons bien distinctes :

- La saison pluvieuse, parfois avec des pluies d'origine cyclonique, de novembre à avril ; Les maxima sont situés au mois de mars, représentant les 60 à 80% de la précipitation annuelle ;

- La saison fraîche relativement sèche de mai à octobre.

Tableau 2 : Températures mensuelles de la Commune Ivato Aéroport, Année 2006

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T° max	26,9	27,1	27,3	26,1	25,0	22,4	20,7	22,1	24,2	26,0	27,8	26,9
T° min	16,8	17,3	16,9	15,5	13,4	10,9	10,7	10,6	12,0	13,2	15,6	17,2
T° moy	21,9	22,2	22,1	20,8	19,2	16,7	15,7	16,4	18,1	19,6	21,7	22,1

Source : Service de l'exploitation météorologique, Ampasapito, 2007

T° max = moyenne mensuelle des températures maximales

T° min = moyenne mensuelle des températures minimales

T° moy = moyenne mensuelle des températures

La température moyenne maximale est de l'ordre de 27,8°C au mois de novembre, tandis que la température minimale peut atteindre 10,6°C en août. Les mois de juin, juillet, août sont les mois les plus frais.

Section 3. Activités des habitants :

Tableau 3 : Activités des habitants dans la commune d'Ivato Aéroport

	Secteur primaire	Secteur secondaire	Secteur tertiaire	Demandeurs d'emploi	TOTAL
Nombre de personnes	1.418	5.408	532	1.507	8.865
Part en % de la population active	16%	61%	6%	32%	100 %

Inactifs

Nombre de personnes	5649
Part en % de la population de 18 ans et plus	40%

Année : 2004

Source: Commune d'Ivato Aéroport

Section 4. Aspect socio économique:

Nous faisons référence ici, seulement aux données socio-économiques, pouvant avoir une relation avec notre projet.

4.1 Artisanat

Les principaux produits:

- Artisanat d'art : sculpture, peinture
- Artisanat de production : Menuiserie, broderie, briqueterie

4.2 Tourisme :

Nombre de site touristique : 1 (Croc farm)

Nombre d'infrastructures d'accueil:

- Aéroport International
- 3 Hôtels 3 étoiles :
 - Manoir Rouge
 - Ivato Hotel
 - Auberge du Cheval Blanc

CHAPITRE 2 : JUSTIFICATION DU PROJET

L'un des objectifs principaux de l'île serait de promouvoir et d'améliorer le tourisme à Madagascar. Or, ce projet d'hôtellerie a été mis en place pour placer Madagascar au niveau international aux niveaux des exigences des clients, donc pour mieux satisfaire les touristes et surtout pour attirer les touristes de haut standing.

De cela découle le Lancement de Madagascar pour la réception des différentes activités (Jeux des îles, Coupes d'Afrique...) et conférences internationales. Et à l'issu de ce fait, justement, la réalisation de ce projet émane de la Réception du sommet Africain en 2009 au sein du centre de conférence internationale à Ivato.

Nous entendons dire par touristes de haut standing : les chefs d'états, les sportifs,... étrangers.

En outre, Madagascar compte seulement deux (2) hôtels 5 étoiles dont : l'hôtel Andilana beach de Nosy Be, et l'hôtel Carlton d'Antananarivo. D'où l'insuffisance des infrastructures de haut de gamme à Madagascar pour concourir avec les autres Pays (Africains, touristiques) au niveau des exigences des clients. Et particulièrement à Antananarivo pour la réception des activités susdites.

Vient ensuite le secteur tertiaire. Le secteur des services d'accueil est actuellement en pleine croissance grâce à une forte croissance démographique (demande réelle en terme de location de salle en vue des mariages par exemple), l'insuffisance de distraction de la population (les discothèques, salle de billard, les casinos par exemple, en outre, la fréquentation des bars et restaurants fait partie de la vie quotidienne malgache)...

Le développement des entreprises et l'arrivée des investisseurs étrangers offrent aussi de grandes opportunités à ce secteur. Il existe une demande réelle pour ce type de service. Ci-joint un tableau des tendances observées dans la vie quotidienne malgache.

Tableau 4 : Les tendances observées dans la vie quotidienne malgache

Tendances	Impacts	Opportunités pour le projet
Développement de la formation dans le cadre des réformes sectorielles et celles des entreprises	Multiplication des séminaires et ateliers de formation, divers salons d'exposition...	- Demande en terme de location de salle ; - Le marché présente un potentiel de croissance intéressant.
Développement de la culture d'entreprise	Renforcement des activités sociales au sein des entreprises	
Tendance des professionnels à conclure les marchés à travers des réceptions et banquets	Importance des festivités mondaines.	

CHAPITRE 3: ETUDE DE MARCHÉ

L'étude de marché nous permet de déterminer globalement si la réalisation du projet pourrait être profitable pour le maître d'ouvrage à partir des observations. En outre, nous pouvons en déduire et proposer les coûts des chambres, pour l'étude future de rentabilité.

Section 1. Les clients cibles :

Nous avons vu précédemment que les clients envisagés pour un hôtel 4 étoiles luxe (ou 5 étoiles) sont surtout les clients de haut standing. Mais si l'hôtel se suffisait à ces derniers, le projet ne serait pas rentable à coup sûr car il est évident que ces occasions sont rares.

Ainsi, nous allons aussi étudier l'opportunité d'occupation de l'hôtel par les touristes.

Section 2. Secteur tourisme :

Madagascar connaît un accroissement du taux de touristes par an. Voici l'évolution du tourisme à Madagascar depuis 1999 jusqu'en 2006.

Tableau 5 : Evolution du tourisme à Madagascar depuis 1999 jusqu'en 2006

Années	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Nombre de touristes recensés	138 253	160 071	170 208	61 674	139 230	228 784	227 052	311 730

Source : Aéroport De Madagascar (ADEMA)

Remarquons que suite à la crise de 2002, le nombre de touristes a décliné mais a tout de suite rebondi après et connaît une apogée en 2006.

La répartition des touristes par pays d'origine est donnée par le tableau suivant.

Tableau 6 : Répartition par pays d'origine des touristes

	1 999	2 000	2 001	2 002	2 003	2 004	2 005	2006	Taux
France	54%	55%	56%	52%	58%	58%	57%	France	51,36 %
Réunion	8%	9%	10%	5%	11%	10%	12%	Chine	2,11%
Amérique	5%	4%	4%	5%	3%	4%	5%	Amérique (USA)	3,07%
Italie	6%	5%	5%	5%	7%	7%	6%	Italie	11,15 %
Autres pays Européens	9%	9%	9%	13%	7%	9%	7%	Autres pays Européens	13,97 %
Autres	18%	18%	16%	20%	16%	12%	13%	Autres pays Asiatiques	3,08%
								Afrique du Sud	2,16%
								Autres	13,05 %

Source : Ministère de la Culture et du Tourisme et ADEMA

Tableau 7 : Motifs de visite des touristes

	T aux
Touristes à titre principal	63 %
Touristes à titre secondaire	37 %

Source : Ministère de la Culture et du Tourisme



Les touristes à titre secondaire peuvent être des hommes d'affaires, des touristes résidents...

Section 3. Secteur hôtellerie :

Bien que le nombre de touristes ne cesse d'accroître chaque année, actuellement, les services d'hébergement sont très en essor et augmentent de plus en plus dans la capitale, le secteur hôtellerie connaît une très grande compétition.

Tableau 8 : l'évolution des établissements d'hébergement et de restauration à Antananarivo de 2003 à 2006

	2003	2004	2005	2006
Nombre total	460	510	554	619

Source : Office Nationale du Tourisme

Ces chiffres concernent toutes les activités destinées à l'accueil et à l'hébergement des touristes à Antananarivo et ses périphéries, à savoir : les hôtels (de toutes les catégories), les établissements de restauration uniquement, les hôtels-restaurants, les chambres d'hôtes, les auberges et même les pensions de famille.

Pour une meilleure vision, nous pouvons récapituler cette évolution dans le tableau suivant, qui montre une évolution de l'offre sur le marché d'hébergement et d'activités liées au secteur du tourisme.

Tableau 9 : Evolution de l'offre (cumul)

	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Nombre d'hôtels	556	644	695	717	768	853	937	1015
Nombre d'EVPT	331	370	413	522	553	589	709	755
Nombre chambre	7207	7779	8435	8780	9325	10230	10879	11872

Source : Ministère de la Culture et du Tourisme/Guide Tourisme

Nous pouvons donc constater que ce secteur ne cesse d'évoluer.

Une réelle concurrence est alors observée entre les différents hôtels du point de vue du coût, exotisme, confort...

Il est par ailleurs opportun de connaître que les différences entre un hôtel 4 étoiles et un hôtel 5 étoiles concernent :

- La qualité des services offerts
- Les activités proposées et les équipements mis à la disposition de la clientèle
- Et surtout le confort

Un tableau détaillant ces différences est présenté à l'annexe I.

En outre, le tableau ci-après montre le taux d'occupation moyen annuel global des hôtels, suivi par le taux de remplissage annuel de quelques hôtels (4 et 5 étoiles) parmi les plus fréquentés dans la capitale, avec le pourcentage de touristes et d'hommes d'affaires :

Tableau 10 : Taux d'occupation annuel moyen des hôtels à Antananarivo

	1 999	2 000	2 001	2 002	2 003	2 004	2 005
Taux moyen	60%	63%	66%	22%	40%	55%	57%

Source : Office Nationale du Tourisme

Tableau 11 : Taux d'occupation des hôtels les plus fréquentés à Antananarivo

	Taux de remplissage annuel	Pourcentage des Hommes d'affaires	Pourcentage des Simples touristes
Hôtel Carlton	60%	39%	21%
Hôtel Palissandre	80%	87,5%	12,5%
Hôtel Colbert	95%	79%	21%

Source : Hôtel Carlton, Hotel Palissandre, Hôtel Colbert

Nous constatons, que la proportion en hommes d'affaires est nettement plus élevée par rapport à celle de touristes. Parmi les hommes d'affaires, il y a ceux qui sont en vacances et ceux qui sont réellement pour affaires ou pour leur travail. Cette répartition de touristes et d'hommes d'affaires est confirmée par l'Office Nationale du Tourisme du fait que la majorité des touristes cherchent des hôtels dont le coût des chambres ne dépasse pas 30 000 Ariary par nuité.

Remarquons, en outre, que les hôtels 4 étoiles sont les plus fréquentés par rapport à l'hôtel 5 étoiles.

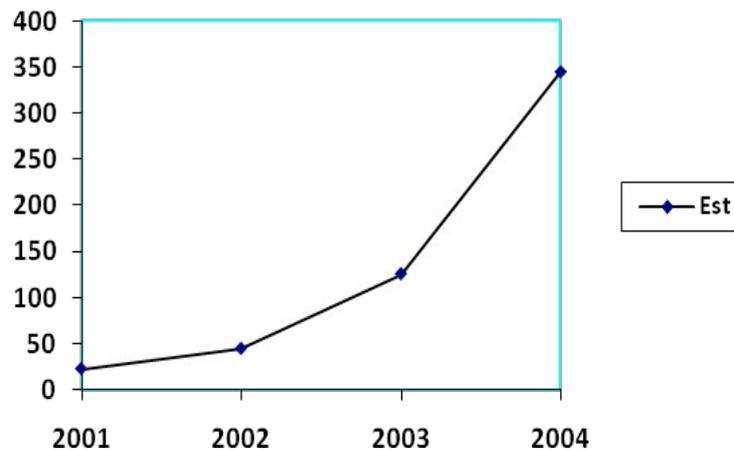
Ce qui nous amène à dire qu'il serait difficile d'envisager un grand nombre de touristes comme étant clients de l'hôtel. Les clients à envisager seront donc plutôt orientés vers les hommes d'affaires.

Section 4. Secteur secondaire et tertiaire :

Par ailleurs, le Ministère a constaté que l'île reçoit de plus en plus de festivités et d'activités internationales, qu'elles soient culturelles (jeux des îles,...) ou professionnelles (sommet Africain en 2009,...). Elle s'ouvre d'avantage sur l'extérieur, ce qui attire également l'intérêt des investisseurs étrangers, de sorte qu'un grand nombre d'hommes d'affaires fait un va-et-vient régulier dans la capitale.

Voici un diagramme montrant l'évolution du volume des investissements du taux de création de société entre 2001 et 2004

Figure 2 : diagramme montrant l'évolution du volume des investissements du taux de création de société entre 2001 et 2004



Le montant des investissements de création d'augmentation de capital a presque triplé en 2004 par rapport à l'année 2003.

Le capital étranger a fortement contribué à cet accroissement sans oublier la dépréciation de la monnaie nationale survenue au cours du 1^{er} juin 2004. Cela reflète un climat de plus en plus favorable à l'investissement pour le pays vis-à-vis de l'extérieur.

Ainsi, nous pouvons aussi confirmer l'accroissement des hommes d'affaires qui pourront fréquenter les hôtels 4 étoiles et 4 étoiles luxe.

Section 5. Localisation et importance du site d'implantation :

- L'hôtel est implanté à proximité de l'aéroport, ce qui permet une facilité d'accès à l'aéroport, donc une rapidité de l'arrivée à l'hôtel,
- pour ceux qui cherchent un endroit dépaysant, loin des bruits et de la pollution de la ville, l'hôtel se situe dans un environnement serein, paisible et sain ;



- il est proche du Centre de Conférence Internationale, donc a plus de chance d'être fréquenté (lors d'une conférence internationale par exemple) ;
- la région d'Ivato n'a pas encore assez d'infrastructures hôtelières, il n'y a donc pas une grande concurrence.



PARTIE II

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Chapitre 1: PRESENTATION GENERALE DU PROJET

Nous nous proposons de faire l'étude d'un complexe hôtelier à 5 étoiles dont la spécificité du bâtiment est sa grande hauteur.

Le projet, ayant déjà été élaboré, se conforme aux exigences d'un hôtel 5 étoiles. Nous nous contenterons dans ce chapitre de le détailler du point de vue architectural et suivant les différents dispositifs de sécurité et de protection du bâtiment.

Cependant, un aperçu des normes et dispositions d'un hôtel 5 étoiles, règlementées par l'arrêté n°4902/2001/MINTOUR du 19 Avril 2001, nous sera nécessaire pour appuyer les dispositions architecturales de l'hôtel. Ainsi, nous allons voir en premier lieu sur quoi porte ces derniers.

Section 1. Normes et dispositions d'un hôtel 5 étoiles :

Tableau 12 : Normes et dispositions d'un hôtel 5 étoiles

A. LES PARTIES COMMUNES OUVERTE A LA CLIENTELE

Désignation	5 étoiles
PARTIES COMMUNES	<p>Elles doivent disposer :</p> <ul style="list-style-type: none"> - d'un équipement de chauffage ou de climatisation permettant d'assurer dans des locaux clos, quels que soit la saison et le moment, une température comprise entre 18 et 25° C ; - d'un équipement permettant d'assurer, en cas de panne ou de défaillance des réseaux de distribution d'électricité ou d'eau : <ul style="list-style-type: none"> • un service électrique minimum d'éclairage permettant de se diriger, • un service d'ascenseur, • un équipement permettant de pallier les déficiences temporaires des services publics de distribution des eaux et d'élimination des eaux usées, des eaux pluviales et des déchets solides et ordures

ENTREE	L'entrée, dont la taille et l'aménagement intérieur sont en rapport avec la catégorie de l'établissement, doit être clairement identifiable, propre à l'établissement et conduire directement à la réception. Elle doit bénéficier à toute heure d'un éclairage extérieur et intérieur permettant la lecture en tout point de la pièce.
RECEPTION	Elle doit être visible depuis l'entrée et comporter : <ul style="list-style-type: none"> - un comptoir sur lequel il est possible d'écrire et derrière lequel, se tien en permanence au moins une personne ; - un équipement (casiers et autres), non accessible aux clients, où les clés et les messages doivent être laissés en dépôt ; - un local clos dans lequel la clientèle à l'arrivée ou en partance peut déposer ses bagages. - Un coffre-fort où la clientèle peut déposer ses objets de valeur
LES LOCAUX D'ACCUEIL ET SALON	Les établissements doivent disposer de locaux d'accueil ou de salons permettant à la clientèle de se réunir et de recevoir des visiteurs ailleurs que dans les chambres
	La superficie minimale exigible dépend du nombre de chambres et varie entre les limites indiquées ci-après : 35m ² pour les 5 étoiles
	Au-delà de 10 chambres augmenter de 2m ² par chambre supplémentaire
	Plus de 135 chambres superficie minimale exigée : 160m ²
	Les locaux d'accueil ou salons doivent être équipés de siège d'une qualité en rapport avec le classement
	Les locaux d'accueil ou salons doivent disposer d'un poste téléviseur
ZONE DE CIRCULATION DE LA CLIENTELE	<ul style="list-style-type: none"> - les couloirs doivent être d'une largeur conforme aux normes de sécurité (1,20m au minimum) comprises dans un même bloc ; - les allées doivent être aménagées de manière à garantir l'absence de boues et de flaques d'eau pour les unités pavillonnaires ; - l'escalier doit suivre les normes de sécurité (largeur minimale de 1,20m ; installation d'une main courante, système anti-dérapant) - la zone de circulation doit être suffisamment éclairée 24 heures sur 24, de manière à ne pas laisser subsister des zones obscures - la zone de circulation doit être correctement aérée, dépourvue d'humidité et d'odeurs désagréables même passagère
	L'ascenseur, dont la capacité doit être en rapport avec celle de l'établissement, est obligatoire dès que l'établissement est construit sur plus de deux (2) étages (R+2)
	Les couloirs doivent être recouverts de tapis ou autres matériaux insonores
SALLE DE PETIT DEJEUNER	Le nombre de places doit être égal à la moitié du nombre de personnes pouvant être accueillies dans les chambres d'établissement
SANITAIRES COMMUNS ET AUTRES EQUIPEMENT S DE CONFORT	Implantés près de la réception et des locaux : <ul style="list-style-type: none"> - les installations sanitaires doivent être en parfait état d'entretien et de propreté à toute heure - l'importance de ces installations sanitaires varie en fonction du nombre de chambres : des WC séparés (hommes, dames) avec papier hygiénique, des lavabos surmontés d'un miroir, avec eau chaude à partir de la catégorie 3 étoiles, des savons et équipement

	<ul style="list-style-type: none"> pour essuyer les mains - un système de communication téléphonique doit être à la disposition de la clientèle
GARAGE OU PARKING	Le rapport entre le nombre de chambres et le nombre de places de garage ou de parking est présenté comme suit : 50%

B. LES LOCAUX A USAGE PRIVATIF

Désignation	5 étoiles
Chaque élément d'habitation mis à la disposition de la clientèle comprend la chambre proprement dite, disposant d'une salle d'eau privative et d'un WC privatif et équipée d'éléments de rangement et d'un mobilier adéquat	
Les chambres et leurs équipements	
DISPOSITIONS GENERALES	Le nombre minimum de chambre est de 20 dont 10% de suites
	Des fenêtres ouvrant sur l'extérieur, permettant une bonne aération et munies d'un système permettant de faire l'obscurité dans la pièce à tout moment de la journée sont obligatoires
	Un éclairage suffisant pour permettre une lecture en tout point de la pièce, avec commande à l'entrée de la chambre et à la tête du lit (un va-et-vient) est obligatoire
	L'aménagement de la chambre doit assurer une isolation acoustique
	L'installation de la sonnerie d'appel reliant les chambres à la réception à défaut de téléphone est nécessaire
	Un système de chauffage et/ou climatisation doit permettre de maintenir une température intérieure comprise entre 18 et 25°C, en toute saison et à tout moment. Le fonctionnement du climatiseur ne doit pas être source de nuisances sonores.
	Un téléphone permettant de communiquer avec l'extérieur de l'établissement dans chaque chambre est obligatoire
	Un coffre-fort doit être installé dans chaque chambre
	Un poste téléviseur doit être installé dans chaque chambre
	La présence d'un mini bar est obligatoire dans chaque chambre
PARTIE PRIVATIVE A LA DISPOSITION DE CHAQUE CLIENT	La surface minimale de la partie privative est fixée comme ci-après : <ul style="list-style-type: none"> - Chambre individuelle : 30m² - Chambre pour deux personnes : 35m² - Chambre pour trois personnes : 40m²
DANS LE CAS D'HOTELS FORMES DE BUNGALOWS	La superficie minimale de chaque chambre doit être conforme à la surface présentée à la ligne « partie privative à la disposition de chaque client » ci-dessus
	Le surface d'installation entourant chaque bungalow est fixée comme suit : 100m ²
	La disposition des bungalows et des ouvertures doit préserver l'intimité des clients

EQUIPEMENT EN SALLE D'EAU PRIVATIVE ET WC PRIVATIF	La proportion des chambres devant être équipées de salle d'eau privative et de WC privatif en % est fixée comme suit : - Salle d'eau privative : 100% - WC privatif : 100%
	Les chambres dépourvues de salle d'eau privative doivent disposer d'un lavabo équipé de la même manière que celui de la salle d'eau privative (cf. « équipement minimum des salles d'eau privatives »)
LES ELEMENTS DE RANGEMENT	Les volumes et surfaces de rangement, sous forme d'armoire ou de penderie ou de placard ou de roberie, doivent être suffisants pour permettre le rangement des effets et valises
	Les cintres et étagères en nombre suffisant doivent être disponibles, au minimum 3 par personne
LE MOBILIER	La chambre doit comporter : <ul style="list-style-type: none"> - Un lit d'une dimension au moins égale à 90cm x 200cm pour les lits individuels et à 140cm x 200cm pour les lits à deux places. La literie doit être en bon état et en rapport avec la catégorie de l'établissement - Une table permettant d'écrire avec chaise et corbeille à papier - Des lampes de chevet - Un porte-bagages - Une coiffeuse avec glace doit être installée
Les salles d'eau et WC privatifs	
AMENAGEMENT	La fenêtre ouvrant sur l'extérieur ou le système d'aération doit permettre l'évacuation des vapeurs d'eau et odeurs
	Un éclairage suffisant et une alimentation électrique conformes aux exigences de sécurité sont obligatoires et aucune prise électrique ne doit être à la portée de main lorsqu'on est dans la baignoire ou sous la douche
	La superficie de la salle d'eau doit permettre un usage commode des équipements, dont la plus petite dimension est au moins égale à 1 mètre
	Les murs et sols doivent être aménagés de manière à ne pas être endommagés par des projections d'eau (carrelage ou autres matériaux spécifiques réalisés en matériaux permettant l'utilisation régulière de désinfectant ou de détergent)
EQUIPEMENT MINIMUM DS SALLES D'EAU PRIVATIVES	L'installation d'un lavabo de dimensions au moins égales à 55cm x 35cm, équipé d'un trop plein et d'une bonde amovible est obligatoire
	Auprès du lavabo doivent être installés une glace, une lampe, une tablette sur laquelle peuvent être déposés les effets de toilette personnels, une prise de courant avec indication du voltage et une poubelle
	Une douche avec bac spécifique de dimensions au moins égales à 70cm x 60cm, pomme embout flexible ou pomme fixe, rideaux et anti-dérapant, alimentée d'eau chaude et d'eau froide doit être installée
	Le lavabo doit être équipé d'un robinet mélangeur
	L'installation d'une baignoire alimentée d'eau chaude est obligatoire dans les salles d'eau
	Le lavabo et la douche doivent être équipés d'un système mitigeur d'eau chaude et froide
	Une sèche cheveux est obligatoire

WC PRIVATIF	L'installation d'un WC avec siège, chasse d'eau et système de fosse septique est obligatoire
-------------	--

C. LES PARTIES RESERVEES AUX DIFFERENTS SERVICES DE L'HOTEL

Ces parties sont composées : des locaux destinés à l'entreposage, des zones de circulation et des locaux réservés au personnel

Désignation	5 étoiles
ENTREPOSAGE	Doivent être prévus : <ul style="list-style-type: none"> - Un local destiné à entreposer les produits et matériels d'entretien - Un local destiné à entreposer le linge nécessaire pour l'exploitation de l'établissement
LES ZONES DE CIRCULATION	Pour les hôtels bâtis sur plusieurs niveaux : <ul style="list-style-type: none"> - Un escalier de service doit être prévu - Un ascenseur de service doit être installé lorsqu'il existe un ascenseur pour la clientèle
LES LOCAUX RESERVES AU PERSONNEL	Doivent être isolés des zones d'exploitation
	Un vestiaire homme et un vestiaire femme doivent être installés
	Des sanitaires complets (douche, WC, lavabos)

D. LES SERVICES LIES À LA SERVICE D'HEBERGEMENT

Les services directement liés à la fonction d'hébergement sont rendus soit, dont les parties communes, soit en chambres.

Désignation	5 étoiles
SERVICES DANS LES PARTIES COMMUNES	L'accueil doit être assuré 24 heures/24 par un personnel parlant au moins deux langues étrangères en plus du Malagasy
	Des bagagistes doivent être prévus
	L'hôtel doit assurer un service de petit déjeuner
	L'affichage des caractéristiques de fonctionnement spécifiques de l'établissement, près de la réception, est obligatoire
	Le service de premier secours, tel que le service médical d'urgence doit être prévu
	Les informations écrites concernant l'hôtel (tarif, consignes en cas d'incendie, renseignement sur l'utilisation du téléphone, numéros de tous les services de l'établissement) doivent être affichées
	La pancarte « ne pas déranger » doit être prévue
	Le service parking doit être assuré

SERVICES EN CHAMBRE	Le nettoyage quotidien des chambres et des sanitaires doit être effectué
	Le linge de toilette doit être changé quotidiennement (fournitures de savon de toilette)
	Les draps, couvertures doivent être changés après chaque départ et au moins toutes les trois nuitées lorsque le client reste plusieurs nuitées dans la même chambre.
	Le changement de draps et de couvertures doit se faire toutes les deux nuitées
	La fourniture de deux serviettes de dimensions au moins égale à 80cm x 50cm en plus d'une serviette de bain par personne hébergée dans la chambre est obligatoire
	Possibilité de prendre le petit déjeuner dans les chambres
	Le changement quotidien des draps ; la fourniture de deux serviettes de dimensions au moins égale à 80 cm x 50 cm et d'une serviette de bain de dimensions au moins égales à 120 cm x 80 cm par personne hébergée dans la chambre ainsi que de savons et autres produits d'accueil sont obligatoires
	Des papiers à lettre avec enveloppe doivent être disponibles dans les chambres
	Le service de réveil à toute heure doit être assuré
	Un service de restauration rapide entre 5 heures jusqu'à minuit doit être assuré
	Le nettoyage des chambres sur demande jusqu'à minuit doit être assuré
	Les peignoirs de bain, bonnet de bain, bain de mousse, mousse à raser, shampoing, désodorisant, produits de cirage doivent être disponibles dans les chambres

LES SERVICES DESTINES A FACILITER LE SEJOUR ET LE RENDRE PLUS AGREABLE

Désignation	5 étoiles
LES SERVICES DESTINES A FACILITER LE SEJOUR ET LE RENDRE PLUS AGREABLE	Un service express de lavage, de repassage et un service postal doivent être assurés
	Un service d'informations touristiques doit être assuré à la réception
	Le service de transfert vers l'aéroport, la gare ou le port doit être assuré
	Possibilité d'utiliser dans l'établissement ou à proximité immédiate une installation sportive ou de mise en forme (piscine, sauna)
	Possibilité de recourir dans l'établissement ou à proximité immédiate aux services d'un coiffeur ou d'un salon de beauté
	Une station de taxi doit exister à proximité de l'établissement
SERVICES ANNEXES	Possibilité de faire de réservation de spectacle

	Possibilité de trouver un marchand de journaux
	Possibilité d'utiliser dans l'établissement ou à proximité immédiate : <ul style="list-style-type: none"> - Une salle de réunion - Un business center
	L'établissement doit disposer : <ul style="list-style-type: none"> - D'un business center - D'une salle de réunion
	Possibilité aux clients d'accéder dans l'établissement ou à proximité immédiate, aux services : <ul style="list-style-type: none"> - D'une agence de voyage - D'un loueur de voitures avec ou sans chauffeur Sinon, l'établissement est tenu fournir aux clients les informations nécessaires et les prestations y afférentes.

E. SECURITE

Désignation	5 étoiles
SECURITE	Les équipements contre l'incendie sont obligatoires à chaque niveau. Ils doivent être maintenus dans d'excellentes conditions de fonctionnement à tout moment
	Des sorties et des escaliers de secours doivent être prévus et leurs emplacements doivent être bien indiqués
	La sécurité de l'établissement doit être assurée en permanence

F. PERSONNEL

Désignation	5 étoiles
FORMATION PROFESSIONNELLE	Le service doit être assuré par un personnel compétent, de bonne présentation, et ayant des tenus appropriés à la fonction
	L'établissement doit être dirigé par une personne hautement qualifiée ayant sous sa direction : <ul style="list-style-type: none"> - 1 directeur d'hébergement ; - 1 responsable de réception ; - 1 chef lingère ; - 1 gouvernante d'étage ; - 1 responsable animation ; - 1 chef d'entretien, Tous hautement qualifiés, capable de donner des formations au personnel et de le recycler.

Section 2- Description générale du projet :

2.1- Implantation :

Comme susdit, l'hôtel est sis à Ivato, sur un terrain de 3 ha environ, à côté du Centre de Conférence Internationale et dans l'enceinte de l'Ecole nationale de la Police.

2.2- Description globale du bâtiment :

L'hôtel dispose de 272 chambres, dont 210 chambres standards, 60 suites d'affaires et 2 suites présidentielles.

Les fonctions de chaque étage sont les suivantes :

- Sous-sol : local de distribution électrique, local des pompes, groupe de refroidissement, réservoir d'eau potable, réservoir d'eau d'incendie, buanderie ;
- Rez-de chaussée : La réception, contrôle d'alarme d'incendie, les consignes, un salon de thé, un centre d'affaires, des boutiques, une salle du banquet et le local préparatoire au banquet ;
- 1^{er} étage : une cafétéria, un public house (pub), un restaurant occidental et un restaurant particulier avec leur cuisine, une salle de lecture, des bureaux ;
- 2^{ème} étage : une discothèque et des salles de divertissement, des salles de conférence et le central du courant faible ;
- 3^{ème} étage : centre de fitness et gymnase ;
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : local du personnel et local technique ;
- Du 6^{ème} au 20^{ème} étage : 4 chambres simples et 14 chambres standards par étage ;
- 21^{ème} et 22^{ème} étage : 2 suites luxueuses présidentielles
- 23^{ème} étage : toiture accessible.

L'entrée principale donne accès au grand hall, qui est le centre de lien. Le personnel et les agents logistiques accèdent à l'hôtel par l'Est du bâtiment. Le cadre extérieur de l'hôtel est constitué d'une verdure, et d'une piscine chauffée et de terrains de tennis au nord du bâtiment. Le parking est sis à l'entrée.

2.3- Aspect architectural :

L'hôtel présente des étages en retraits, mettant en relief deux bâtiments : le bâtiment principal à 22 étages avec sous-sol au nord ouest de l'entrée principale et le bâtiment auxiliaire à 2 étages au sud. L'hôtel est formé par trois blocs rectangulaires combinés et partagés en parties fonctionnelles différentes.

La hauteur totale du bâtiment principal est de 85,50 m au dessus du sol. Le projet occupe une surface totale de 29 760 m², avec une surface au sol du bâtiment de 3 200 m². La surface du sous-sol est de 1 265 m².

2.4- Les façades :

La façade adoptée est la façade à grandes baies vitrées pour la façade principale et postérieure. En effet, il ne convient pas de mettre des éléments fragiles dans l'autre sens car la rigidité à la flexion du bâtiment est faible dans cet axe, et la déformation du bâtiment provoquera la destruction de ces éléments. Elle représente une architecture moderne et apporte à la fois un confort visuel donnant une vue panoramique sur l'extérieur, un confort lumineux pour l'éclairage du jour de chaque chambre et un confort acoustique assuré par un vitrage double de 24 mm d'épaisseur.

Pour les pièces closes du bâtiment, les murs de façade sont constitués de maçonnerie d'aggloméré de 20 x 20 x 50, d'épaisseur totale égale à 23 cm. Ces derniers seront habillés avec du matériau bois ou autres à l'intérieur pour la décoration, mais aussi pour une isolation thermique.

2.5- Les cloisons

Les cloisons pour la séparation des chambres et quelques pièces seront en maçonnerie d'aggloméré de 10 x 20 x 50, pour assurer une isolation acoustique, et

thermique. Pour les autres séparations (des bureaux), la cloison utilisée sera du type léger. Comme exemple, des produits de doublage constitués de plaque de parement en plâtre.

2.6- La toiture :

La toiture adoptée est la toiture terrasse. Elle sera accessible et privée pour le bâtiment principal. Par ailleurs, pour le bâtiment auxiliaire, elle servira à porter une décoration en toiture et sera juste accessible aux techniciens.

Ces deux toitures possédant les caractères suivants :

- Une bonne étanchéité ;
- Une bonne isolation thermique ;
- Une résistance aux chocs ;
- Une résistance à l'arrachement du vent ;
- Une protection contre l'incendie ;
- Une résistance mécanique pour les opérations de mise en œuvre et d'entretien

En tant que toiture, la terrasse doit permettre l'évacuation rapide et complète des eaux pluviales jusque dans les descentes, et assurer une bonne étanchéité.

Notre toiture sera donc composée par les différentes parties suivantes :

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

2.7- Sécurité et protection du bâtiment

Sachant que nous avons un grand hôtel, que ce soit en nombre d'étages ou en classement, le système de sécurité et de protection du bâtiment doit être de rigueur.

L'hôtel doit prévoir des dispositifs afin d'assurer en permanence son bon fonctionnement. D'où les systèmes mis en place suivants afin d'assurer, d'une part la sauvegarde des personnes en cas d'incendie et leur protection en cas d'autres incidents (vol par exemple), et d'autre part, afin de moins dépendre de l'extérieur pour les besoins de l'hôtel et des clients.

- **Sécurité incendie :**

Pour les établissements à usage public, la sécurité contre l'incendie doit être conforme à la norme fixée.

- L'immeuble est très bien accessible aux engins de service de secours ;
- La distance entre le point le plus éloigné et la porte d'escalier est inférieure à 20 m pour les chambres ne se trouvant pas à proximité de l'issue de secours (ou cage d'ascenseur), d'où l'indice d'évacuation est conforme aux normes ;
- Les escaliers sont anti fumées ;
- L'hôtel dispose de 3 bouches d'incendie placées autour du bâtiment, ces dernières alimentées à partir des pompes à incendie dans le sous-sol, en outre, des extincteurs sont placés à chaque niveau ;
- Le local technique est équipé de système d'extinction à l'air automatique ;
- Une série de système d'augmentation et de stabilisation de pression est installée dans le local de citerne d'eau contre incendie au toit.
- Un système d'alarme incendie et de contrôle des équipements sont placés, ainsi les arrosoirs automatiques sont déclenchés en cas d'incendie ;

Notons que l'immeuble tout entier est protégé contre la foudre, qui est l'une des sources de l'incendie, grâce à des paratonnerres.



- **Panne électrique :**

L'hôtel dispose d'un système d'alimentation et distribution en électricité à haute et à basse tension. Afin d'assurer notamment l'éclairage, la mise en marche des ascenseurs, et des systèmes d'alarme, un groupe de générateur à diesel 500KW est en réserve.

- **Système de contrôle intelligent :**

Ce système couvre le câblage, le réseau informatique, et satellite, la gestion hôtelière, les bureaux automatiques, les serrures, la gestion des équipements, le contrôle de sécurité, le système d'alarme, la télécommunication, la conférence, la gestion des parkings, la patrouille électronique, le contrôle d'éclairage, la radiodiffusion et la musique.

Chapitre 2 : MESURES ET DISPOSITIONS PRISES

Notre projet assez complexe, dû au fait de l'association de l'importance de la construction à la classe de l'hôtel, nous compromet à un choix judicieux de la structure portant atteinte sur la rentabilité, mais aussi sur la stabilité de l'ouvrage.

En effet, étant donné que nous avons un bâtiment à grande hauteur, il serait nécessaire de définir les risques qu'il encourrait et en conséquence de proposer des solutions. En effet plus l'ouvrage est élevé et plus sa construction présente des risques vis-à-vis des actions extérieures, auxquelles il peut être soumis. C'est pourquoi, ce chapitre concernera le choix et la conception des éléments structurels de l'ouvrage nécessaires pour sa stabilité, particulièrement aux forces horizontales, qui comprennent l'action du vent et celui du séisme.

Section 1- L'effet du vent

Plus le bâtiment est élevé et élancé, et plus l'effet du vent est très important, à cause de la grande surface de frappe du vent. Dans ce cas, il pourrait présenter une grande flèche au sommet. Cette déformation pourrait non seulement être gênante pour les occupants des étages supérieurs mais aussi, nuisible pour les éléments structurels fragiles du bâtiment (comme les parois en vitre par exemple).

Face à cela, il faudrait disposer dans le bâtiment, des éléments structurels capables de résister à cet effet du vent, tout en respectant son architecture. Nous allons donc ici, concevoir son contreventement.

- **Conception du contreventement**

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, en général horizontales telles que le vent, les séismes, la poussée des terres.

Le contreventement des constructions est assuré généralement par un ou plusieurs des dispositifs suivants :

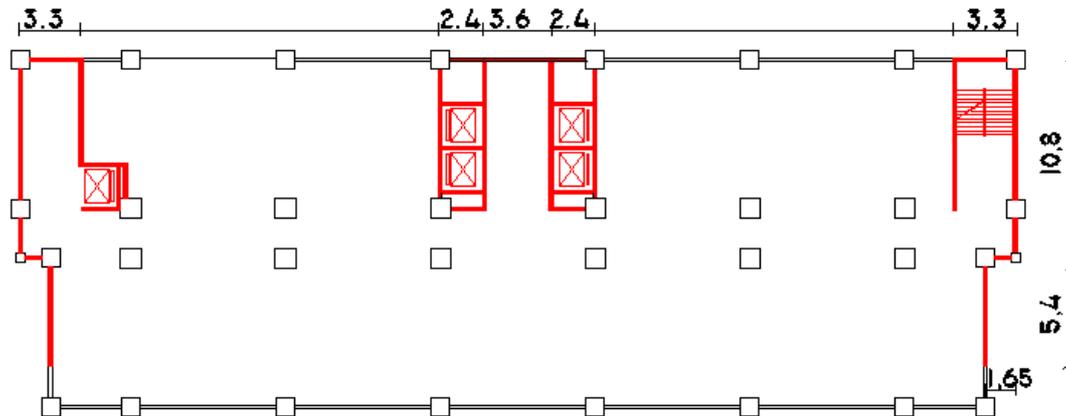
- portiques constitués de poutres et de poteaux ;
- palées de contreventement ;
- voiles rigides simples ou composés, qui peuvent être internes (refends internes, cage d'escalier, noyau central) ou externes (voiles de pignons, façades).

Les portiques seuls sont utilisés comme contreventement dans les bâtiments de faible hauteur. Dans les bâtiments de moyenne ou de grande hauteur, ils ne constituent pas un système susceptible de résister efficacement aux forces horizontales tant qu'ils ne sont pas associés à des murs de contreventement en raison de leur déformabilité élevée, ceci due à leur faible inertie.

A partir d'une vingtaine d'étages, on peut qualifier l'immeuble de grande hauteur, comme dans notre cas. En effet, plus la construction est élevée, et plus son contreventement doit être efficace. Le bâtiment principal serait donc le seul concerné.

Nous proposons ainsi le système de contreventement de portiques associés à des voiles en béton armé.

Figure 3 : le système de contreventement



La disposition des pièces est différente à chaque étage pour le bâtiment principal, ce qui ne nous permet pas d'avoir des voiles en BA descendant jusqu'au sous-sol sans interruption. Or les voiles ne descendant pas sont quelques peu utiles du point de vue résistance.

Ainsi, en utilisant les plans d'architecture, les cages d'ascenseur au centre du bâtiment, la cage d'escalier de gauche et celle de droite serviront de contreventement.

Et vu la forme et les dimensions en plan du bâtiment, l'axe longitudinal (54 m de longueur) n'a pas trop besoin d'être contreventé, car la rigidité à la flexion du bâtiment est déjà très grande dans cet axe. En outre, dans l'autre axe, le système de contreventement est très vulnérable par rapport à la longueur et la hauteur du bâtiment, donc à la surface de frappe du vent. Nous ajouterons aux cages citées précédemment des voiles droites dans l'axe transversal, dans les deux façades Est et Ouest du bâtiment.

Nous aurons ainsi un système de contreventement mixte formé par les portiques dans les deux axes et les voiles des éléments de contreventement susdits.

Le choix de l'emploi des voiles s'est porté sur les raisons suivantes :

- Raison d'économie :

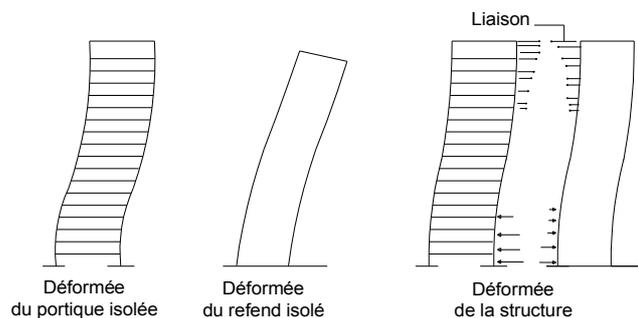
Etant donné que les cages d'ascenseurs seront en BA, ce qui est le cas le plus adapté et le plus économique d'ailleurs, sachant qu'actuellement on peut utiliser des cages d'ascenseur en verre, il serait plus rentable de profiter de ces derniers pour le contreventement.

- L'efficacité du fonctionnement de l'association des voiles aux portiques :

En effet, l'interaction entre les deux types de structures ainsi que la redistribution des efforts en cas de déformations non élastiques offrent un intérêt particulier en raison de leurs déformations différentes.

- Les murs de contreventement atteignent leur résistance maximale pour des déformations relativement faibles.
- Lorsque la résistance latérale des murs commence à décroître, la résistance du portique augmente d'abord avec la déformation, puis reste approximativement constante jusqu'à la rupture.

Figure 4: Déformation d'un portique et d'un voile



L'étude de contreventement consistera donc à vérifier si avec ce système conçu, la flèche du bâtiment et les contraintes de compression dans les voiles sont admissibles.

- **Dégrossissage des éléments de contreventement**

Les cages d'escaliers étant aux extrémités du bâtiment, ceci peut provoquer des contraintes de traction dues au retrait. Cependant, la longueur du bâtiment principal (54 m) n'est pas très grande devant la dimension maximale requise (50 m) pour la mise en place de joint de dilatation, nous n'en mettrons donc pas au niveau des cages d'escaliers.

- **Vérification des points porteurs aux croisements des axes**

De légères modifications seront donc opérées au niveau du plan sous-sol, car les cages d'ascenseurs centraux n'y descendent pas. Pour ce faire, la cabine des groupes électrogènes est élargie en dehors de l'emprise du bâtiment (à l'extérieur) afin de garder le même espace nécessaire.

On ajoutera des poteaux à l'axe J pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage, puis à l'axe K pour le sous-sol et du 3^{ème} au dernier étage. (cf Annexe IX p.57)

- Pour la rigidité de l'ensemble, nous allons disposer des poutres de grande raideur, de 30 x 80 cm de section sur les deux façades principales.

Section 2- Le séisme

Le séisme est un mouvement brusque de l'écorce terrestre, produit à une certaine profondeur à partir d'un épicentre. Ce dernier produit des secousses pouvant endommager les ouvrages.

L'effet sismique sur le bâtiment n'est pas à prendre en compte dans le calcul de structure si l'expression suivante est vérifiée :

$$\frac{H}{L} \leq 2,5$$

Avec : H : hauteur totale du bâtiment

L : longueur doit

Dans notre cas : $\frac{H}{L} = 4,7$

Cependant, notre pays est situé loin des épïcêtres, de ce fait, il est rarement touché par le séisme, dont les magnitudes sont faibles. Selon l'Institut Observatoire de Géophysique d'Antananarivo (IOGA), la zone d'Ivato se trouve sur une structure granitique stable, donc ce n'est pas une zone à risque. Le dernier séisme d'une magnitude de 5,6 ressenti à Antananarivo date du 21 Avril 1991 et n'a infligé aucun dégât.

Ainsi, nous allons nous contenter de prendre quelques dispositions constructives afin de réduire l'action du séisme sur l'ouvrage.

- **Forme et plan du bâtiment**

Le bâtiment principal, a une forme quasi-symétrique, donc, possède déjà un comportement favorable à la résistance au séisme.

Vis-à-vis du séisme, les structures en portiques autostables s'avèrent globalement moins fiables que les structures contreventées par des murs ou palées de stabilité pour les bâtiments de grande hauteur. En outre, les éléments de contreventements doivent être placés symétriquement par rapport au centre de gravité du plancher dans les deux sens.

Ainsi, notre choix de système de contreventement est correct.

- **Joints de rupture**

Les deux bâtiments seront fractionnés à l'aide des joints de tassement différentiel car les charges apportées par les deux bâtiments sont présentent une très grande différence.

Ces joints peuvent aussi jouer le rôle de joints de dilatation, vu la grande dimension longitudinale de l'ensemble des deux bâtiments, mais aussi le rôle de joint parasismique car les deux bâtiments n'oscillent pas à la même fréquence. Les joints de séparation vide ont une largeur minimale de 10 cm.

- **Le plancher**

Nous opterons pour un plancher en dalle pleine, car ce dernier présente une protection parasismique.

Section 3- Le poids de l'ouvrage vis-à-vis du sol

Notre ouvrage sera ancré dans un sol rocheux. Sa résistance est donc assez élevée pour adopter une structure lourde.

Nous étudierons donc le cas où la structure est en béton armé car :

- Il possède une grande résistance aux charges statiques et dynamiques ;
- Il possède un caractère souple pour la mise en œuvre (souplesse d'utilisation) ;
- Il possède une résistance excellente aux atteintes atmosphériques, au feu et à l'électricité.

En outre, comme susdit, nous emploierons des façades légères. Ceci ayant pour fonctions, non seulement d'alléger la structure, mais représente aussi un grand avantage du point de vue confort et architectural.

Notons que les ossatures métalliques pourront être plus adéquates surtout vis-à-vis de la grande rapidité de sa mise en œuvre et sa grande résistance à la traction, étant donné que les portées des poutres de ce bâtiment sont plutôt grandes. Mais elles présentent aussi des grands désavantages, dont les principaux étant, d'une part, la mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protection onéreuses (comme les produits intumescents qui développent une mousse carbonée protectrice,...)

Et d'autre part, la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour la pérennité de l'ouvrage.

Section 4- Principe de la stabilité au feu des éléments des planchers:

Les résistances mécaniques du béton et des aciers diminuent sous l'action de la chaleur due au feu. Plus l'action du feu dure et plus la température au niveau des matériaux augmente, ainsi plus leurs résistances diminuent. Pour une même température et une même durée d'exposition au feu, les armatures sont plus affaiblies par rapport au béton. La section de l'élément en béton et celle des armatures doivent être alors suffisantes, pour que pendant l'incendie, le bâtiment résiste à l'action du feu, tels que :

- le but recherché est la sauvegarde des personnes avant celle des biens. (Peu importe du point de vue du calcul, si l'ouvrage est inutilisable après le sinistre.);
- il faut que l'ouvrage reste stable pendant une durée au moins égale à la durée d'évacuation des occupants de la construction ;

Bien que l'hôtel soit muni d'un système d'alarme incendie, nous allons nous assurer que le minimum de conditions requises soit vérifié :

- Epaisseur des dalles :

Les dalles sont des coupe-feu, c'est-à-dire qu'elles empêchent le feu de se propager dans tous les niveaux du bâtiment, pour pouvoir résister au feu pendant une durée requise, elles doivent vérifier les conditions suivantes :

Tableau 13 : épaisseur des dalles pour le coupe-feu

Durée CF	½ h	1h	1h ½	2h	3h	4h
e_{\min} [cm]	6	7	9	11	15	17,5

- Dimensions des poteaux :

Tableau 14 : Dimensions des poteaux pour le coupe-feu

Durée CF		½ h	1h	1h ½	2h	3h	4h
a _{min} [cm]	Poteau carré	15	20	24	30	36	45
	Poteau rectangulaire	10	12	14	16	20	26

Pour notre cas, nous allons considérer le Coupe Feu de 2h.

- En outre, nous allons adopter un enrobage de 3 cm. En effet, plus les aciers sont près de la face au chaud et moins ils sont résistants.

PARTIE III

ETUDES TECHNIQUES

Chapitre 1 : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

Le pré dimensionnement consiste à déterminer les sections des éléments en béton armé de la structure du bâtiment afin que ces derniers puissent résister efficacement aux sollicitations auxquelles ils seront soumis et afin d'évaluer ces dernières.

Nous ne prendrons en compte que le bâtiment principal pour les études techniques.

Section 1- Les planchers

Comme nous avons vu précédemment, les planchers seront en dalle pleine.

- Dimensionnement à partir des conditions de flexibilité en phase d'avant projet

L'épaisseur h_0 est donnée, par les expressions suivantes :

$$\frac{L}{35} \leq h_0 \leq \frac{L}{25}, \text{ pour les dalles continues portant sur 4 côtés } (\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4) ;$$

$$\frac{L}{25} \leq h_0 \leq \frac{L}{20}, \text{ pour les dalles continues portant sur 2 côtés } (\alpha < 0,4) ;$$

La plus grande surface considérée est de 8,4 m x 8,1 m. Avec ces portées, l'épaisseur de la dalle obtenue est trop grande, ce qui est peu économique et rend la superstructure plus lourde. Ainsi, nous allons disposer des poutrelles de section en T s'appuyant sur les petits côtés des planchers afin de réduire cette épaisseur. Elles seront espacées de 2,70 m, continues et s'appuient sur les poutres principales.

D'où les nouvelles portées des planchers : 2,70 m x 8,40 m.

Nous avons ainsi, des dalles portant sur 2 côtés ($\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,32 < 0,4$), et en prenant

$$h_0 = \frac{L}{22,5}$$

Soit $h_0 = 12$ cm.

- Dimensionnement en phase d'exécution

h_0 doit vérifier la condition suivante :

$$h_0 = 0,018l_x \sqrt{25h_0 + q'}$$

où q' est l'ensemble des charges autres que le poids propre de la dalle.

$q' = 0,82 + 5 = 5,82$ kN/m² pour le bâtiment principal,

Epaisseur d'une dalle dans une direction : $L = l_x$

D'où, nous allons prendre $h_0 = 14$ cm.

Section 2- Les poutres

La section droite des poutres du portique sera de forme rectangulaire, celle des poutrelles du plancher sera en T

a) Hauteur h

D'après la condition de non déformabilité, la hauteur de la poutre est proportionnelle à sa longueur et doit vérifier l'inégalité suivante :

- $L/16 \leq h \leq L/10$, pour les poutres isostatiques ;
- $L/18 \leq h \leq L/14$, pour les poutres continues.

Les poutres sont continues et comme le bâtiment supporte des fortes charges et que

les poutres ont de grandes portées ($L = 8,4$ m), nous prendrons $h = \frac{L}{14}$ pour les

poutrelles et

$$h > \frac{L}{14} \text{ pour les poutres.}$$

b) *Base b*

La largeur b doit vérifier la condition :

- $0,3h \leq b \leq 0,6h$, pour les poutres de section rectangulaire ;
- $0,2h \leq b \leq 0,4h$, pour les poutres en T.

Nous prendrons la section des poutres supérieures à la section des poutrelles, donc

- pour les poutrelles : $b \geq 0,3h$, $b = 20$ cm ;
- pour les poutres : $b \geq 0,4h$, $b = 30$ cm

D'où les dimensions des poutres et poutrelles :

Tableau 15 : Dimensions des poutrelles

	L (m)	h (cm)	b ou b_0 (cm)	H_p
Poutres longitudinales	8,4	65	30	
Poutres transversales	8,1	65	30	
poutrelles	8,4	60	20	4 6

La hauteur des retombées des poutrelles serait donc : $H_p = h - h_0$ avec $H_p \geq 20$ cm.

Section 3- Les poteaux

Les poteaux sont supposés travailler uniquement à la compression simple :

- La section sera déterminée par la relation :

$$B = a \times b = \frac{N}{0,9 \cdot a \cdot \sigma_{bc}} \quad (1)$$

Où :

$N = nqS$: Effort normal de compression supporté par le poteau ;

n : nombre de niveau (de haut vers le bas) ;

q : 1,25 kN/m², charge moyenne supportée par un plancher d'étage ($1 < q < 1,5$ kN/m²)

S : surface d'influence du poteau (la plus grande surface d'impact d'un poteau sur un niveau) ;

0,9 : Coefficient de sécurité ;

$\sigma_{bc} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2$ MPa : Contrainte de compression admissible du béton ;

$f_{c28} = 25$ MPa : Résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge, pour le béton dosé à 350 Kg de CEMI

$\lambda_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton (combinaisons fondamentales)

- En outre, le poteau doit vérifier la condition de non flambement, tel que pour une section rectangulaire :

$$\frac{l_f}{a} < 14,44 \quad (2)$$

Avec : $l_f = 0,7 l_0$: La longueur de flambement, car les poteaux sont assemblés à des poutres de plancher à ses extrémités, l_0 étant la longueur libre du poteau, d'où :

$$0,7 l_0 / 14,44 < a$$

Dans le notre cas, la longueur libre des poteaux du bâtiment est différente aux étages suivants :

- Du sous-sol au 2^{ème} étage : $l_0 = 5 - 0,14\text{m} = 4,86$ m ; soit $a > 24$ cm ;
- Au 5^{ème} étage : $l_0 = 2,3 - 0,14$ m = 2,16 m ; soit $a > 11$ cm ;
- Pour les autres étages : $l_0 = 3,5 - 0,14$ m = 3,36 m ; soit $a > 17$ cm.

3.1- Poteaux intérieurs :

La plus grande surface supportée par les poteaux intérieurs est de 45,36 m² (poteau G6).

Les poteaux auront une section carrée. En appliquant la formule (1), nous obtenons :

Tableau 16 : Section des poteaux centraux

Etage	Niveau (n)	N (kN)	B (cm ²)	côté a (cm)
sous sol	24	13 608	10069,92	110
RDC	23	13041	9650,34	100
1	22	12474	9230,76	100
2	21	11907	8811,18	90
3	20	11340	8391,6	90
4	19	10773	7972,02	90
5	18	10206	7552,44	90
6	17	9639	7132,86	90
7	16	9072	6713,28	80
8	15	8505	6293,7	80
9	14	7938	5874,12	80
10	13	7371	5454,54	70
11	12	6804	5034,96	70
12	11	6237	4615,38	70
13	10	5670	4195,8	70
14	9	5103	3776,22	60
15	8	4536	3356,64	60
16	7	3969	2937,06	60
17	6	3402	2517,48	50
18	5	2835	2097,9	50
19	4	2268	1678,32	40
20	3	1701	1258,74	40
21	2	1134	839,16	30
22	1	567	419,58	30

3.2- Poteaux de rive :

La plus grande surface d'impact des poteaux est de 34,02 m² (poteau G8), et en appliquant la formule (1) ci-dessus :

Tableau 17 : Section des poteaux de rive



étage (PH)	Niveau (n)	N (kN)	B (cm ²)	côté a (cm)
sous sol	24	10206	7 552,44	90
RDC	23	9780,75	7 237,76	90
1	22	9355,5	6 923,07	90
2	21	8930,25	6 608,39	80
3	20	8505	6 293,70	80
4	19	8079,75	5 979,02	80
5	18	7654,5	5 664,33	80
6	17	7229,25	5 349,65	80
7	16	6804	5 034,96	70
8	15	6378,75	4 720,28	70
9	14	5953,5	4 405,59	70
10	13	5528,25	4 090,91	60
11	12	5103	3 776,22	60
12	11	4677,75	3 461,54	60
13	10	4252,5	3 146,85	60
14	9	3827,25	2 832,17	50
15	8	3402	2 517,48	50
16	7	2976,75	2 202,80	50
17	6	2551,5	1 888,11	40
18	5	2126,25	1 573,43	40
19	4	1701	1 258,74	40
20	3	1275,75	944,06	30
21	2	850,5	629,37	30
22	1	425,25	314,69	30

Chapitre 2 : EFFET DU VENT

Le vent est une masse d'air en mouvement, stable en vitesse, et de direction moyenne considérée comme horizontale et perpendiculaire à une face du bâtiment. Sur les parois s'exerce alors une pression dynamique qui est la base de calcul de l'effet du vent.

L'action exercée sur une paroi par le vent est considérée comme normale à cette paroi.

Elle dépend:

- de la vitesse du vent ;
- de la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- de l'emplacement de l'élément étudié dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- des dimensions de l'élément considéré ;
- de la forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

Section 1- Caractéristiques du bâtiment:

a) Forme et dimensions du bâtiment :

Les deux bâtiments sont séparés par des joints de dilatation et de rupture, à cause de la différence de charges portées par chaque bâtiment, mais aussi à cause de l'envergure de la construction.

Nous étudierons l'effet du vent sur le bâtiment principal à 23 étages car c'est le cas le plus défavorable pour l'action du vent à cause de sa grande hauteur.

Vu la forme du bâtiment principal, avec une superficie de 993,87 m² au sol et en prenant la dimension (b) du petit côté inchangé, on trouve la dimension du grand côté (a) à prendre en compte pour le calcul :

$$S = 993,87 \text{ m}^2 ;$$

$$b = 18,9 \text{ m ;}$$

$$a = \frac{S}{b} = 52,59 \text{ m.}$$

On a ainsi, une construction prismatique à base quadrangulaire reposant sur le sol. La hauteur totale du bâtiment principal étant de 85,50 m au dessus du sol, nous ne pouvons ainsi lui appliquer la méthode simplifiée des règles NV 65.

b) Coefficient de perméabilité des parois μ :

Le coefficient de perméabilité d'une paroi μ est défini comme le rapport de la surface d'ouvrants (S_0) à la surface de la paroi frappée par le vent (S_p).

Ce coefficient peut être inférieur ou égal à 5% si le bâtiment est considéré comme fermé (pour les bâtiments d'habitation par exemple).

Section 2- Pression dynamique de base q :

Elle est donnée en fonction de la vitesse V du vent en mètre par seconde, par la formule suivante :

$$q = \frac{V^2}{16,3}$$

Mais d'après l'article 4 de la circulaire n°010-MTP/DGE/DAUH.88 du 05 février 1988 publié par le ministère des travaux public, les pressions dynamiques de base à prendre en compte sont celles des zones des hauts plateaux:

Tableau 18 : Valeurs de la pression dynamique de base selon les zones

	Vent normal (daN/m ²)	Vent extrême (daN/m ²)
Zone des hauts plateaux	50	87.5
Zone côtière	143	250

Section 3- Pression dynamique de base corrigée C^*q :

$$C = K_S * K_m * K_H * \delta$$

- Effet de site K_S :

La construction est implantée sur un site normal, donc on a $K_S = 1$;

- Effet de masque K_m :

Notre construction n'est pas masquée par d'autres constructions, donc $K_m = 1,2$;

- Effet de hauteur au dessus du sol K_H :

Le coefficient relatif à l'effet de hauteur est donné par :

$$K_H = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Avec $H = 85,50$ m, on a $K_H = 1,8$;

- Effet de dimension δ :

Le coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces est fonction de la hauteur du bâtiment et de sa plus grande dimension frappée par le vent. Sa valeur est donnée par l'abaque R-III-2 de l'annexe II p 17.

Pour $H = 85,50$ m et $L = a = 52,59$ m, on prend $\delta = 0,825$.

D'où : $C = 1,782$

Section 4- Calcul des coefficients de pression

a) Rapport de dimensions λ :

Pour une direction de vent donnée, le rapport de dimension est le rapport de la hauteur H de la construction à la dimension horizontale (a, b : grand et petit côté) de la face frappée :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} \quad \text{et} \quad \lambda_b = \frac{H}{b}$$

D'où : $\lambda_a = 1,63$; $\lambda_b = 4,52$

b) Coefficient γ_0 :

La valeur du coefficient γ_0 est fonction des rapports de dimensions et est donnée par le diagramme de la figure R-III-5 de l'annexe II p.15.

- Vent normal à la grande face S_a : $\lambda_a = 1,63$ et $\lambda_b = 4,52$ alors $\gamma_0 = 1$;
- Vent normal à la petite face S_b : $\lambda_a = 1,63$ et $\lambda_b = 4,52$ alors $\gamma_0 = 1,08$

c) Actions extérieures C_e :

- Parois verticales :

Face au vent :

$C_e = +0,8$ (quelque soit γ_0)

Face sous le vent :

$C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8)$

Vent normal à la grande face S_a : $C_e = -0,5$

Vent normal à la petite face S_b : $C_e = -0,6$

- Toiture :

On a une toiture terrasse avec un angle $\alpha = 0^\circ$ et $f = 0$ ($f < h/2$). D'après la figure R-III-

6 des règles NV65 à l'annexe II, on a C_e fonction de α et de γ_0 :

Vent normal à la grande face S_a $\gamma_0 = 1$:

Face au vent : $C_e = -0,47$

Face sous le vent : $C_e = -0,47$

Vent normal à la petite face S_b $\gamma_0 = 1,08$:

Face au vent : $C_e = -0,83$

Face sous le vent : $C_e = -0,83$

d) Actions intérieures C_i :

On a $\mu \leq 5\%$ car la construction est fermée.

On applique donc sur les faces intérieures de toutes les façades :

- soit une surpression avec $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0)$

- soit une dépression avec $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_0 - 0,8)$



Vent normal à la grande face $S_a \gamma_0 = 1$:

Face au vent : $C_i = + 0,3$

Face sous le vent : $C_i = - 0,3$

Vent normal à la petite face $S_b \gamma_0 = 1,08$:

Face au vent : $C_i = + 0,24$

Face sous le vent : $C_i = - 0,36$

Section 5- Combinaison des actions $C_e - C_i$:

Vent perpendiculaire à la face S_a :

Tableau 19 : Combinaisons d'action pour Vent perpendiculaire à la face S_a

	C_e	C_i	$C_e - C_i$	C_i	$C_e - C_i$
Parois verticales					
Face au vent	+ 0,8	+	+ 0,5	-	+ 1,1
Face sous le vent	- 0,5	+	- 0,8	-	- 0,2
		0,3		0,3	
		0,3		0,3	
Toiture					
Face au vent	-	+	- 0,77	-	- 0,17
	0,47	0,3		0,3	
Face sous le vent	-	+	- 0,77	-	- 0,17
	0,47	0,3		0,3	

Vent perpendiculaire à la face S_b :

Tableau 20 : Combinaisons d'action pour Vent perpendiculaire à la face S_b

	C_e	C_i	$C_e - C_i$	C_i	$C_e - C_i$
Parois verticales					

Face au vent	+ 0,8	+	+ 0,56	- 0,36	+
Face sous le vent	- 0,6	+	- 0,84	- 0,36	1,16
		0,24			- 0,24
Toiture					
Face au vent	-	+	- 1,07	- 0,36	- 0,47
	0,83	0,24			
Face sous le vent	-	+	- 1,07	- 0,36	- 0,47
	0,83	0,24			

D'où les valeurs des combinaisons $C_e - C_i$ les plus défavorables pour chaque élément :

Tableau 21 : les valeurs des combinaisons $C_e - C_i$

	Grande face S_a	Petite face S_b	Toiture terrasse
Surpression	+ 1,1	+ 1,16	
Dépression	- 0,8	- 0,84	- 1,07

Section 2- Les valeurs des efforts dus au vent :

La pression de calcul q_c appliquée au bâtiment sera :

$$q_c = q C (C_e - C_i)$$

et q_c est accompagnée d'un coefficient de majoration dynamique (β pour le vent normal et β' pour le vent extrême), surtout pour les constructions à grande hauteur, tel que :

$$a) \beta = \theta (1 + \xi \tau)$$

Où :

$$\theta = 0,7 + 0,01 (H - 30), \text{ coefficient dépendant du type de construction, tel que}$$

pour

$$H = 85,5 \text{ m,}$$

$$\theta = 1,255 ;$$

ξ , coefficient de réponse donné en fonction de la période de vibration T propre de la structure, déterminé dans l'abaque R-III-3 p.18.

Pour un bâtiment contreventé par des voiles et des ossatures en béton armé :

$$T(s) = 0,07 \frac{H}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

L'élément de contreventement étant l'ossature et les voiles en béton armé, H : la hauteur totale du bâtiment, l_x : la dimension en plan dans la direction du vent considéré (la largeur du bâtiment).

Avec H = 85,5 m, $l_x = 18,9$ m, on obtient T(s) = 1,25 et en utilisant l'abaque R-III-3, on a :

$$\xi = 1,15$$

τ est le coefficient de pulsation donné par l'abaque R-III-5 (Annexe p.15), en fonction de sa côte H :

$$\tau = 0,255$$

D'où la valeur de $\beta = 1,62$.

$$b) \beta' = \max \{ 1 ; [0,5 (1 + \theta)]^\beta \}$$

Où θ et β sont les coefficients cités ci-dessus. On obtient alors $\beta' = 1,83$.

D'où la pression de calcul :

Vent normal (daN/m²)

$$q_c = q C (C_e - C_i)^\beta$$

Tableau 22 : Vent normal

	Grande face Sa	Petite face Sb	Toiture terrasse
Surpression (daN/m ²)	158,78	167,43	

Dépression (daN/m ²)	115,47	121,25	154,44
----------------------------------	--------	--------	--------

Vent extrême (daN/m²)

$$q_c = q C (C_e - C_i) \beta'$$

Tableau 23 : Vent extrême

	Grande face Sa	Petite face Sb	Toiture terrasse
Surpression (daN/m ²)	179,36	189,14	
Dépression (daN/m ²)	130,45	136,97	174,47

Section 7- Les actions perpendiculaires à la direction du vent :

Ces actions entraînent des phénomènes d'oscillations dues aux tourbillons alternés dits KARMAN si la période d'oscillation propre à la structure est proche de celle du vent.

Détermination de la vitesse critique

D'après la théorie de KARMAN, la vitesse critique est obtenue par l'expression suivant :

$$V_{cr} = \frac{d}{S T} \text{ [m/s] ; où}$$

d: largeur du maître couple ;

S: nombre de STROUBAL pris égal à 0.30 pour les constructions prismatiques à base rectangulaire ;

T(s): période du mode fondamentale d'oscillation

Alors $V_{cr} = 144 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$ (vitesse du vent extrême), l'effet des actions perpendiculaires à la direction du vent n'est donc pas à craindre pour le bâtiment.

Chapitre 3 : CALCUL DES PLANCHERS

Section 1- Notion de béton armé aux états limites :

Le but de l'étude des éléments de la superstructure étant de dimensionner les sections d'armatures de chaque élément en béton armé de l'ouvrage. Ces armatures ont pour rôle de contribuer à équilibrer les sollicitations agissantes sur une section. Pour ces dimensionnements, nous allons nous référer aux règles BAEL91 modifié 99.

a. Définition :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux états limites pour calculer une section en BA :

- Les Etats Limites Ultimes (ELU) : ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ;
- Les Etats Limites de Service (ELS) : ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

b. Caractéristiques mécaniques des matériaux de la superstructure :

❖ Le béton :

Le béton sera défini par :

- Dosage : 350 kg de ciment CEM II 42,5 par mètre cube de béton fini ;
- Résistances mécaniques à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa en compression}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa en traction ;}$$

- Les coefficients de sécurité :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (combinaison non accidentelle)}$$

$$\theta = 1 \text{ (durée d'application de la combinaison d'action supérieure à 24 heures) ;}$$

- La résistance de calcul du béton à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite de compression du béton à l'ELS :

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

❖ L'acier :

- Enrobage (e) : 3 cm
- Nuance d'acier : acier à Haute Adhérence HA FeE400
- Limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Coefficient partiel de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ (action non accidentelle)
- Résistance de calcul à l'ELU :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures minimales aux appuis : 1‰ B (section du béton).

La fissuration est peu préjudiciable pour les éléments situés à l'intérieur du bâtiment (non soumis à des condensations ou aux intempéries). Dans le cas contraire elle est supposée préjudiciable (terrasse, poutres et poteaux de façade, voiles du sous sol et voiles de façade).

Section 2- Calcul des dalles

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges ;

- une fonction d'isolation acoustique et thermique, qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

C'est le cas pour notre bâtiment car ce sont les éléments en corps creux qui assurent mieux l'isolation acoustique et thermique.

Nos planchers sont constitués d'une dalle pleine d'une épaisseur de 14 cm et de poutrelles espacées de 2,7 m, supportant cette dernière. Elles sont portées par le petit côté du plancher.

2.1 Hypothèses de calcul :

Une dalle est une plaque plane de faible épaisseur par rapport à ses dimensions en plan.

Nous allons dimensionner les sections d'armatures de la dalle du premier étage, car c'est le plancher le plus chargé et qu'en plus, il comporte un balcon avec des panneaux de dalle appuyés sur trois appuis et une dalle console, suite à la disposition du joint de rupture.

Nous utiliserons pour méthode de calcul la méthode forfaitaire.

2.2 Principe de la méthode forfaitaire :

Elles ne s'appliquent qu'aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées en continuité ;
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements ;
- la charge d'exploitation $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

Toutes ces conditions sont évidemment satisfaites, donc on pourra utiliser cette méthode.

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire, dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Nous évaluerons alors les sollicitations suivant l'axe transversal (le sens du petit côté des panneaux) pour une bande de dalle de 1 m de largeur, puis déduirons celles dans le sens du grand côté. Elle se comporte ainsi comme une poutre en flexion simple, tels que :

- a) *Les moments en travée M_{tx} et les moments aux appuis M_{ax} dans le sens l_x s'obtiennent par :*

$$M_{tx} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_{0x}; 1,5M_{0x}\}$$

Avec $\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B}$

Où M_w et M_e étant respectivement le moment à l'appui se trouvant à gauche et à droite de la travée.

Les moments minimaux étant :

- en travée :

- travée de rive : $M_{tx} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0x1} = 0,65 M_{0x1}$,
- travée intermédiaire : $M_{tx} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0x2} = 0,55 M_{0x2}$,

- aux appuis :

- appuis de rive : $M_{ax} \geq 0,15M_{0x1}$,
- appuis voisins des appuis de rive : $M_{ax} \geq 0,5M_{0x\frac{1}{2}}$,
- appuis intermédiaires : $M_{ax} \geq 0,4M_{0x\frac{2}{3}}$,

où $M_{0x\frac{1}{2}}$ est le max ($M_{0x1}; M_{0x2}$)

b) *Moments de flexion dans le sens l_y :*

Les moments de flexion dans le sens l_y sont négligés sauf sur appuis.

Mais les moments minimaux sont :

$$\text{En travée : } M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4},$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ay} = M_{ax}$$

2.3 Evaluation des charges supportées par chaque panneau de dalle :

Les dalles sont soumises à des charges réparties uniformément et aux charges concentrées dues aux cloisons. Pour les planchers du RDC au 3^{ème} étage, les cloisons sont supportées par les poutres sinon, nous avons des cloisons légères (en Placoplatre avec isolation phonique) pour certaines pièces, ainsi, nous n'en tiendrons pas compte pour les calculs des dalles.

Suivant les cas de combinaisons d'action suivantes, les valeurs des charges appliquées sur chaque panneau de dalle du 1^{er} étage sont données par le tableau ci-après :

- ELU : $1,35g + 1,5q$
- ELS : $g + q$

Tableau 24 : Combinaisons d'actions

		Combinaisons d'actions		$\alpha = \frac{q}{g+q}$
g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	ELS p (kN/m ²)	ELU p (kN/m ²)	

)				
4,32	5	9,32	13,332	0,54

2.2.1 Dalles nervurées :

a) *Calcul des sollicitations :*

Les dalles sont continues. Nous étudierons les panneaux suivant la file D, qui sont les plus sollicitées. Comme le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,32$ est inférieur à 0,4, la dalle porte dans le sens de la petite portée.

$M_{0x} = p \frac{l_x^2}{8}$ Dans le sens de la petite portée

$M_{0y} = 0$ Dans le sens de la grande portée

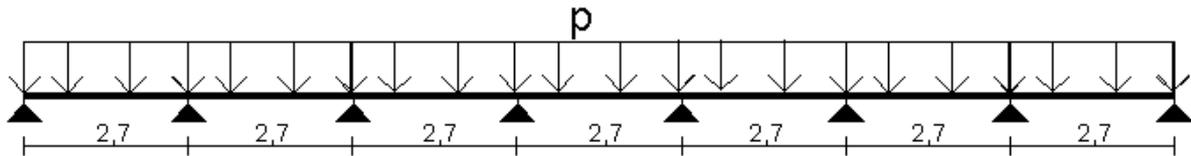
On obtient ainsi, les valeurs de M_{0x} et de M_{0y} pour chaque panneau de dalle de ces étages considérés :

Tableau 25 : valeurs de M_{0x} et de M_{0y}

Panneaux de la File D	Portées		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	M_{0x} (kNm)	M_{0y} (kNm)
	l_x (m)	l_y (m)			
A l'ELU	2,7	8,4	0,32	12,15	0
A l'ELS				5,10	0

Suivant cette file D, on a la poutre continue suivante, suivant le sens l_x :

Figure 5 : travée de calcul pour les dalles



D'où les moments retenus pour le calcul à l'ELU :

Sens de l_x :

En travée :

- Travées intermédiaires : $M_{tx} = 0,70 M_{0x2} = 8,505 \text{ kNm}$;
- Travées de rive : $M_{tx} = 0,80 M_{0x1} = 9,72 \text{ kNm}$;

Sur appuis :

- Appuis voisins des appuis de rive : $M_a = 0,60 M_{0x\frac{1}{2}} = 7,29 \text{ kNm}$;
- Appuis intermédiaires : $M_a = 0,50 M_{0x\frac{1}{2}} = 6,075 \text{ kNm}$
- Appuis de rive : $M_a = 0,15 M_{0x1} = 1,83 \text{ kNm}$ (supposé faiblement encasté).

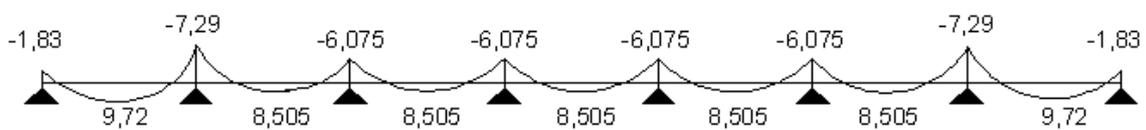
Sens de l_y :

En travées : $M_{ty} = \frac{9,72}{4} = 2,43 \text{ kNm}$;

Aux appuis :

- Aux appuis de rive $M_a = 1,83 \text{ kNm}$
- Appuis voisins des appuis de rives $M_a = 7,29 \text{ kNm}$
- Aux appuis intermédiaires $M_a = 6,075 \text{ kNm}$

Figure 6 : Diagramme des moments sur appuis et en travée dans les dalles



b) *Armatures longitudinales* :

Les sections d'armatures sont celles qui résultent du calcul à l'ELU puis vérifiées à l'ELS (par compression du béton) si nécessaire car nous avons une fissuration peu préjudiciable (planchers intérieurs du bâtiment).

Pour une bande unité de la dalle :

$b = 1 \text{ m}$ et $h = 0,14 \text{ m}$

Enrobage $c = 3 \text{ cm}$

Distance entre le centre de gravité des armatures à la fibre la plus tendue de la section du béton : $d = 0,9.h = 0,12 \text{ m}$

- **Calcul à l'ELU :**

Suivant l'organigramme de dimensionnement à l'ELU d'une section rectangulaire en flexion simple à l'annexe V p.34

Soit μ , le moment réduit tel que $\mu = \frac{M_{txu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Tant que l'on a la valeur de $\mu < \mu_{\text{lim}} = 0,391$: La section n'a pas besoin d'armature comprimée ;

Sinon la section est doublement armée.

- La section d'armatures choisie doit être au moins égale à la section minimale d'armature, telle que :

- Pour la bande suivant l_y

$$A_{y\text{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Pour la bande suivant l_x

$$A_{x\text{min}} = A_{y\text{min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} = 1,12 \cdot \frac{3 - 0,32}{2} = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Le diamètre des armatures doit être au plus égal à :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm}$$

Dans notre cas, la section est simplement armée, la section d'armatures A_s est alors :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Où, la valeur de β_u étant obtenue par le tableau à l'annexe V p.29.

❖ **En travée :**

Tableau 26 : Armatures longitudinales en travée

	Travées	M_u (kNm)	μ	Pivot	B_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A réelle (cm ²)
Sens l_x	De rive	9,72	0,048	A	0,0498	2,44	1,50	5T8 = 2,513
	Intermédiaire s	8,505	0,042	A	0,0435	2,13	1,50	5T8 = 2,513
sens l_y	Toutes les travées	2,43	0,012	A	0,112	0,55	1,13	4T6 = 1,13

Les armatures de montage doivent être au moins égales à 1‰ $b.h = 1,4 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis :**

Tableau 27 : Armatures longitudinales aux appuis

	Appuis	M_u (kNm)	μ	Pivo t	B_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A réelle (cm ²)
Sens l_x Et sens l_y	De rive	1,83	0,009	A	0,009	0,45	1,50	3T8 = 1,50
	Intermédiaire s	6,075	0,030	A	0,031	1,51	1,50	4T8 = 2,01
	Voisins des appuis de rive	7,29	0,036	A	0,037	1,82	1,50	4T8 = 2,01

• **Vérification rapide à l'ELS :**

Nous allons déterminer la valeur de $M_{ser \text{ lim}}$ du moment de service limite pour laquelle l'ELS est vérifiée avec les sections d'acier calculées à l'ELU.

Avec $M_{ser \text{ lim}} = \mu_{ser \text{ lim}} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$ et $\mu_{ser \text{ lim}}$ est donné en fonction de μ à partir d'un abaque donné à l'Annexe V p.32.

❖ *En travée :*

Tableau 28 : Vérification rapide à l'ELS des armatures en travées

	Travées	μ	$\mu_{ser\ lim}$	$M_{ser\ lim}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérification
Sens l_x	De rive	0,048	0,060	21,63	6,80	OUI
	Intermédiaires	0,042	0,057	20,53	5,95	OUI
sens l_y	Toutes les travées	0,012	-	-	1,70	OUI

D'où l'ELS est vérifié pour chaque travée.

❖ *Aux appuis :*

Tableau 29 : Vérification rapide à l'ELS des armatures aux appuis

	Appuis	μ	$\mu_{ser\ lim}$	$M_{ser\ lim}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérification
Sens l_x et sens l_y	De rive	0,009	-	-	1,28	OUI
	Intermédiaires	0,030	0,0487	17,55	4,25	OUI
	Voisins des appuis de rive	0,036	0,0531	19,116	5,10	OUI

D'où l'ELS est vérifié pour chaque appui.

c) *Armatures transversales :*

Nous n'avons pas besoin d'armatures transversales car :

- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- la contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \tau_{lim}$$

Où $V_x = \frac{p_u \cdot l_x}{2} = 18 \text{ kN/m}$

$$V_y = 0$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{18 \cdot 10^{-3}}{1,012} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{\text{lim}} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

d) *Vérification de la déformabilité :*

Les déformations des différents éléments de plancher (dalles, poutres, poutrelles,...) doivent rester suffisamment faibles pour :

- Ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs (par exemple : effet de rotations d'extrémité sur les murs),
- Ne pas entraîner de dommages dans les éléments fragiles (comme les revêtements de sols ou de plafonds, les cloisons, les parois vitrées...) supportés.

Cependant, nous pouvons nous dispenser de vérifier à l'ELS de déformation si les cas suivants sont vérifiés pour les dalles :

$$\bullet \frac{h}{l_x} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3/80 = 0,0375 \\ \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \end{array} \right. \quad \text{(i)}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e (\text{MPa})} = 0,005 \quad \text{(ii)}$$

Où M_t : moment maximal en travée (sens l_x pour les dalles),

M_x : moment fléchissant dans les sens l_x pour la dalle articulée de référence,

h : épaisseur de la dalle.

Nous avons :

$$\text{(i)} \quad \frac{0,14}{2,7} = 0,052 \geq 0,04 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,0375 \\ \frac{1}{20} \cdot \frac{9,72}{5,10} = 0,04 \end{array} \right.$$

$$\text{(ii)} \quad \frac{2,513}{100 * 12} = 0,0021 < 0,005$$

Les conditions sont toutes vérifiées. La flèche n'est donc pas à craindre pour endommager les éléments fragiles supportés.

e) ARRÊT DES BARRES

Les armatures aux appuis seront arrêtées à une longueur l_1 telle que pour les charges uniformes :

$$l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 50\phi \\ \frac{1}{4} \cdot \left(0,3 + \frac{M_a}{M_0} \right) \cdot l_x \end{array} \right.$$

où : l_s = la longueur de scellement droit ;

l_1 : Longueurs des barres à partir de l'axe de l'appui

$$\text{Pour le cas du panneau de dalle de rive : } l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 40 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \cdot \left(0,3 + \frac{M_a}{M_0} \right) = 61 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le plan de ferrailage d'un panneau de rive est présenté à l'annexe VII p.46.

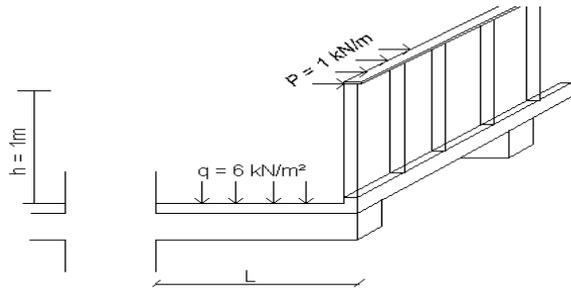
2.2.2 Dalles sur 3 appuis du 1^{er} étage

a) Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sont dues aux charges uniformément réparties (charges permanentes et surcharges) et à la poussée appliquée en tête du garde corps (car le garde corps est soudé aux armatures des dalles). Le poids du garde corps est assez faible, ainsi nous allons supposer sa charge surfacique appliquée sur toute la surface du balcon. Ce dernier sera en palissandre dont les dimensions de la section sont de 60 x 60 mm, et le poids volumique étant de 10 kN/m³.

La portée de la console est de 2 m avec des poutres consoles.

Figure 7 : Dalle du balcon



- **Calcul à l'ELU :**

Pour une bande unité de la dalle, nous avons :

$$M_{A \max} = \beta_1 \cdot p_u \cdot a^2 + P_u h$$

$$M_{B \max} = -(\beta_2 \cdot p_u \cdot b^2 + P_u h)$$

Où :

$$p_u = 1,35g + 1,5q_1 = 15,80 \text{ kN/m}^2$$

$$g_1 = 4,32 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$g_2 = 0,72 \text{ kN/m}^2, \text{ poids surfacique du garde corps ;}$$

$$g = g_1 + g_2 = 5,04 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$q_1 = 6 \text{ kN/m}^2 \text{ (charge d'exploitation, car une accumulation de personnes est possible) ;}$$

$$P_u h = 1,5 \cdot q_2 \cdot 1 = 1,5 \text{ kNm (résultante de la poussée)}$$

$$q_2 = 1 \text{ kN/m : poussée appliquée à } h = 1 \text{ m (bâtiment recevant du public, suivant la norme NF P 06-001) ;}$$

$$\text{On a : } \frac{b}{a} = \frac{2}{8,4} = 0,24 \text{ (avec b petit côté et a grand côté) ;}$$

β_1 et β_2 sont donnés en fonction de « b/a » par le tableau suivant :

Tableau 30 : Valeurs de β_1 et β_2

b/a	0	1/3	1/2	2/3	1
α	1	1,03	0,635	0,366	0,123

	,37				
β_1	0	0,007	0,023	0,055	0,097
		8	3	8	2
β_2	0,5	0,428	0,319	0,227	0,119

On a par interpolation $\beta_1 = 0,0056$ et $\beta_2 = 0,4486$;

$$M_{Au \max} = 7,74 \text{ kNm}$$

$$M_{Bu \max} = - 29,85 \text{ kNm.}$$

b) Calcul des aciers :

- Les armatures longitudinales pour une bande unité de dalle appuyée sur trois appuis, placées dans le sens de sa portée :

Tableau 31 : Armatures longitudinales

	M_u (kNm)	μ	Pivot	B_u	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
Armatures supérieures	29,85	0,1460	A	0,159	7,80	7T12 = 7,92
Armatures inférieures	7,74	0,038	A	0,12	2	3T10 = 2,35

- Les armatures de répartition placée dans le sens de la longueur d'encastrement, avec : $A_t = \frac{A}{4}$

Tableau 32 : Armatures de répartition

	A (cm ²)	A_t (cm ²)	A_t réelle (cm ²)
Armatures supérieures	7,77	1,95	3T10 = 2,35
Armatures inférieures (de montages)	2	0,5	3T6 = 0,848

- **Vérification à l'ELS :**

Les charges appliquées sous la combinaison d'action à l'ELS sont les suivantes :

$$p_{ser} = g + q = 11,04 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ser} = 1 \text{ kN}$$

Les sollicitations à l'ELS sont alors :

$$M_{Aser \max} = 5,36 \text{ kNm}$$

$$M_{Bser \max} = - 20,81 \text{ kNm}$$

Tableau 33 : Vérification rapide à l'ELS des armatures longitudinales

	μ	$\mu_{ser \text{ lim}}$	$M_{ser \text{ lim}}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérificatio n
Armatures supérieures	0,1460	0,094	33,70	20,81	OUI
Armatures inférieures	0,038	0,055	19,64	5,36	OUI

D'où l'ELS est vérifié.

2.2.3 Dalle console du 1^{er} étage

a) Calcul des sollicitations :

Les charges appliquées sont les mêmes que pour les dalles appuyées sur trois appuis car ils appartiennent au même balcon. La portée est donc aussi de 2m.

Pour une dalle unité :

- A l'ELU :

$$M_{au} = \frac{P_u l^2}{2} + P_u h = (1,35g + 1,5q_1) \cdot \frac{l^2}{2} + 1,5q_2 * 1m$$

D'où : $M_{au} = 31,16 \text{ kNm}$

- A l'ELS :

$$M_{a \text{ ser}} = \frac{P_{ser} l^2}{2} + P_{ser} h = (g + q_1) \cdot \frac{l^2}{2} + q_2 * 1m$$

D'où : $M_{a \text{ ser}} = 23,08 \text{ kNm}$

b) *Armatures longitudinales à l'appui :*

Les armatures longitudinales pour une bande unité de dalle en console sont les suivantes :

Tableau 34 : *Armatures longitudinales*

	M_u (kNm)	μ	Pivot	B_u	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
Armatures supérieures	31,16	0,1524	A	0,17	8,17	8T12 = 9,04

Tableau 35 : *Vérification rapide à l'ELS des armatures longitudinales*

	μ	$\mu_{ser\ lim}$	$M_{ser\ lim}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérification
Armatures supérieures	0,1524	0,095	34,24	23,08	OUI

D'où l'ELS est vérifié.

c) *Armatures de répartition :*

L'armature de répartition doit être au moins égale à : $A_t = \frac{A}{4} = 2,035 \text{ cm}^2$,

d'où nous prenons : $A_t \text{ réelle} = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$

d) *Armatures transversales :*

Soit l'effort tranchant : $V_u = (1,35g + 1,5q_1)L = 31,143 \text{ kN}$

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{d} = 0,26 \text{ MPa}$, d'où $\tau_u \leq \tau_{lim} = 1,17 \text{ MPa}$

Donc, nous n'avons pas besoin d'armatures d'âme.

e) *Vérification vis-à-vis de l'ELS de déformation :*

Pour un élément de plancher en porte-à-faux, il est nécessaire de vérifier à l'ELS de déformation.

La détermination des flèches se fera par la méthode de l' « inertie fissurée ».

La déformation sous charges permanentes (longue durée d'application) est beaucoup plus importante que la déformation instantanée sous l'effet des mêmes charges. En outre, suivant la nature du matériau (fissuré ou non fissuré), le moment d'inertie est différent. C'est pourquoi il convient de tenir en compte ces deux hypothèses lors du calcul de la flèche.

- Suivant les étapes de la construction de la dalle en porte à-faux, les charges à prendre en compte sont les suivantes :

Phase 1 : Poids propre de la dalle :	$j = 3,5 \text{ kN/m}^2$
Phase 2 : Poids des revêtements :	$re = 0,82 \text{ kN/m}^2$
Total charges permanentes : $g = j + re$	$g = 4,32 \text{ kN/m}^2$
Phase 3 : Charges d'exploitation	$q = 6 \text{ kN/m}^2$
Total des charges appliquées en service : $p = g + q$	$p = 10,32 \text{ kN/m}^2$
Poussée :	$P' = 1 \text{ kN/m}$

- Moments fléchissant dans les différentes phases

Le calcul de la dalle continue est effectué avec :

$$M_{aser} = \frac{pl^2}{2} + P'h \quad (\text{Avec } h = 1 \text{ m, } l = 2 \text{ m})$$

D'où pour les trois phases considérées :

$$M_j = \frac{jl^2}{2} = 7 \text{ kNm}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{2} = M_g = 8,64 \text{ kNm}$$

$$M_p = \frac{pl^2}{2} + 1 = 21,64 \text{ kNm}$$

- La position de l'axe neutre y_1 est donnée par l'équation des moments statiques :

$$b_0 \frac{y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

Soit : $y_1 = 4,08$ cm

- Les contraintes sur les sections droites sont obtenues à partir des relations suivantes:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{AZ} \\ Z = d - \frac{Y_1}{3} \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \left(d - \frac{y_1}{3} \right)} = \frac{M_{ser}}{k}$$

$$\text{Soit : } \sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^{-3}}{65,314 \cdot 10^{-6}} \text{ (MPa)}$$

- Les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} \text{ pour les déformations instantanées} & \lambda_i = 2,47 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ pour les déformations de longue durée} & \lambda_v = 0,99 \end{cases}$$

$$\text{Où } \rho = \frac{A}{b_0 d} = 0,0075$$

$$\mu = \text{Max} \begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \end{cases}$$

I_0 : le moment d'inertie totale rendue homogène, tel que :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2]$$

Soit $I_0 = 0,00024 \text{ m}^4$

Ce qui donne pour les différentes phases :

Tableau 36 : les moments, contraintes et valeurs de μ selon les différentes phases de chargement de la poutre :

Phases i	1 = j	2 = g	3 = p
M_i [kNm]	7	8,64	21,64
σ_{si} [MPa]	88,1	108,73	272,3 3
μ	0,28	0,364	0,675

On obtient ainsi les moments d'inertie :

$$\begin{aligned} \lambda_{i, \mu_j} & [I_{fi}]_j = 1,1 \cdot 10^{-4} \\ \lambda_{i, \mu_g} & [I_{fi}]_g = 0,90 \cdot 10^{-4} \\ \lambda_{v, \mu_g} & [I_{fv}]_g = 1,5 \cdot 10^{-4} \\ \lambda_{i, \mu_p} & [I_{fi}]_p = 0,59 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

- Flèche :

Les modules de déformation longitudinale du béton sont :

- Sous charges instantanées :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{1,1 \cdot f_{c28}} \text{ (MPa)} = 33\,202 \text{ MPa}$$

- A long terme :

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11\,067 \text{ MPa}$$

La flèche totale nuisible au bon comportement du revêtement du balcon Δ_{ft} sera :

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0046 \text{ m}$$

Avec :

$$f_{gv} = \frac{M_{gv} l^2}{4E_v [I_f]_{gv}} = 0,002 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ji} l^2}{4E_i [I_f]_{ji}} = 0,00077 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} l^2}{4E_i [I_f]_{pi}} = 0,0044 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gi} l^2}{4E_i [I_f]_{gi}} = 0,0011 \text{ m}$$

La flèche admissible, pour un élément de plancher en porte-à-faux de portée $l \leq 2 \text{ m}$,

étant de : $\frac{l}{250} = 0,0084 \text{ m}$, donc la flèche n'est pas à craindre au niveau du balcon.

Section 3- Calcul des poutrelles :

3.1- Hypothèses :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues reposant sur les poutres principales, et sont portées par le petit côté du plancher.

Nous allons dimensionner les poutrelles de plancher du niveau 3 (1^{er} étage) puisque c'est le niveau le plus chargé, et considérer que leurs armatures sont valables pour toutes les autres poutrelles des différents étages.

Leur distance entraxe est de 2,7 m et leur section droite de 20 x 60 cm.

Les calculs des moments se feront par la méthode de Caquot dite « minorée », car :

- Nous avons : $q \leq 2g$ ou $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$,
- la fissuration est peu préjudiciable,
- le moment d'inertie est constant dans toutes les travées, mais

- le rapport des portées de deux travées successives des poutrelles du bâtiment principal n'est pas compris entre 0,8 et 1,25.

La méthode est la même que celle de Caquot, sauf que le calcul des moments sur appuis se fait avec des charges permanentes auxquelles on applique un coefficient réducteur de 2/3.

a) *Moments aux appuis :*

La formule donnant le moment à l'appui i est telle que :

$$M_i = - \frac{\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{4} + \frac{P_w \alpha_w (l_w^2 - \alpha_w^2)}{l_w} + \frac{P_e \alpha_e (l_e - \alpha_e)(2l_e - \alpha_e)}{l_e}}{2(l'_w + l'_e)}$$

- Pour des charges réparties :

$$M_i = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

- Pour des charges concentrées :

$$M_i = - \frac{k_e P_e l_e^2 + k_w P_w l_w^2}{l'_w + l'_e}$$

b) *La valeur des efforts tranchants pour chaque travée est donnée par les formules suivantes :*

$$V_G = \frac{q_i l_i}{2} - \frac{M_w - M_e}{l_i} + \frac{P_i \alpha_i}{l_i}$$

$$V_D = \frac{q_i l_i}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i} + \frac{P_i \alpha_i}{l_i}$$

c) *Le moment maximal en travée s'obtient par la formule :*

$$M_{tx} = M_i + V_D x - \frac{q \cdot x^2}{2} - P(x - \alpha)$$

$$\text{Avec } x = x_{M_{t \max}} = \frac{V_D - P}{q_e}$$

Où :

l' - longueur de la travée fictive :

$l' = l$ (pour les travées de rive)

$l' = 0,8 l$ (pour les travées intermédiaires) ;

q_w, q_e - sont respectivement les charges à gauche et à droite de l'appui ;

l_w, l_e - respectivement la longueur réelle de la travée à gauche et à droite de l'appui ;

l_i - longueur réelle de la travée i ;

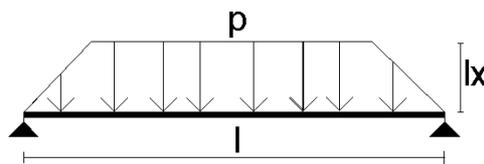
M_i - moment sur appui (négatif) ;

M_e, M_w - en valeur absolue, respectivement le moment sur appui à droite et à gauche de la travée ;

V_e, V_w - respectivement l'effort tranchant à droite et à gauche de la travée.

d) *La transmission des charges des dalles aux poutrelles :*

Figure 8 : Charges transmises par les panneaux de dalles aux poutrelles



Nous allons dimensionner les armatures des poutrelles entre l'axe 3 et l'axe 5. Les charges dues aux dalles appliquées sur la poutrelle sont des charges trapézoïdales, ainsi les charges réparties uniformes équivalentes sont de la forme :

$$p' = 2 * p \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \frac{l_x}{2} = pK \quad \text{Selon } \alpha \text{ et } p \text{ (ou } q)$$

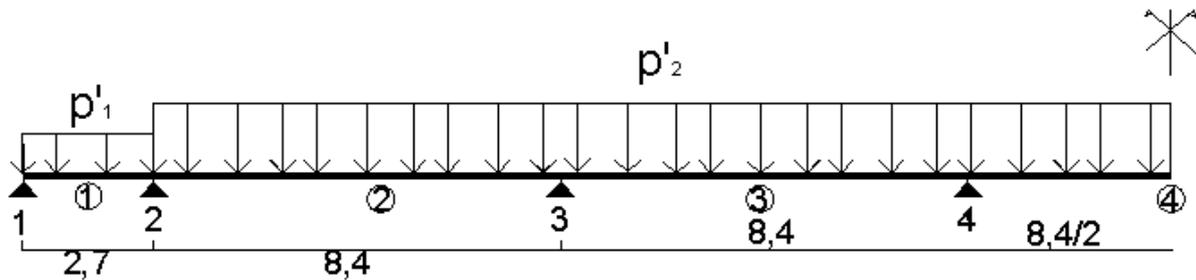
$$\text{Où } K = 2 \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \frac{l_x}{2}$$

Suivant α , les valeurs de K sont :

Travées 1 et 7 ($\alpha = 0,62$) : $K = 2,35$

Travées 2 à 6 ($\alpha = 0,32$) : $K = 2,61$

Figure 9 : Schéma de calcul des poutrelles



3.2 Les charges appliquées :

Ces poutrelles sont soumises uniquement aux charges réparties uniformément, dont la valeur de la charge p est :

Tableau 37 : Charges appliquées aux poutrelles

	Travées de rive	Travées intermédiaires
Charges permanentes (kN/m)		
Poids propre de la retombée : $0,20 \cdot 0,46 \cdot 25$	2,3	2,3
Poids de la dalle sur la poutrelle : $0,20 \cdot 4,32$	0,864	0,864
Poids de la dalle transmise : $4,32 \cdot K$	10,152	11,28
TOTAL : g	13,32	14,45
Charges d'exploitation (kN/m)		
salle à usage public : $5 \cdot K$	11,75	13,05

sur la poutrelle : 5*0,20	1	1
TOTAL : q	12,75	14,05

3.3 Cas de combinaison d'action :

$$P_{ELU} = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_{ELU} = G + Q$$

3.4 Les sollicitations :

a) Moments aux appuis :

- **CALCUL À L'ELU :**

Pour avoir les moments et les efforts tranchants aux appuis maximaux, surchargeons toutes les travées.

Tableau 38 : Moments maximaux et efforts tranchants aux appuis (ELU)

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
Portée l (m)	4,35	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	4,35	
Portée fictive l' (m)	4,35	6,72	6,72	6,72	6,72	6,72	4,35	
Charge permanente g (kN/m)	13,32	14,45	14,45	14,45	14,45	14,45	13,32	
Charge permanente g' (kN/m)	8,88	9,63	9,63	9,63	9,63	9,63	8,88	
Charge d'exploitation q (kN/m)	12,75	14,05	14,05	14,05	14,05	14,05	12,75	
Travée chargée 1,35g+1,5q	37,105	40,6	40,6	40,6	40,6	40,6	37,105	
Travée chargée 1,35g'+1,5q	31,125	34,075	34,075	34,075	34,075	34,075	31,125	
M _a (kNm)	0	137,12	181,032	181,032	181,032	181,032	137,12	0
V _D (kN)	49,18	163,99	170,52	170,52	170,52	177,05	112,23	-
V _G (kN)	-	112,23	177,05	170,52	170,52	170,52	163,99	49,18
Mt (kNm)	32,59	194,05	177,06	177,06	177,06	205,03	32,59	

b) Moments en travée :

Nous obtenons le moment maximal en travée, en alternant les surcharges sur les travées.

Tableau 39 : Moments maximaux en travée (ELU)

Travées	1	2	3	4	5	6	7
l (m)	4,35	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	4,35
l' (m)	4,35	6,72	6,72	6,72	6,72	6,72	4,35
g (kN/m)	13,32	14,45	14,45	14,45	14,45	14,45	13,32
q (kN/m)	12,75	14,05	14,05	14,05	14,05	14,05	12,75
Travée chargée 1,35g+1,5q (kN/m)	-	40,6	-	40,6	-	40,6	-
Travée déchargée 1,35g (kN/m)	17,982	-	19,51	-	19,51	-	17,982
$X_{Mt \max}$ (m)	0,3	4,15	4,2	4,2	4,2	4,25	4,05
$M_{tu \max}$ (kNm)	0,81	203,35	12,40	198,42	12,40	206,60	0,81

• **CALCUL À L'ELS :**

En appliquant la même méthode avec les charges à l'ELS, nous obtenons le tableau suivant.

Tableau 40 : Récapitulation des valeurs des moments, efforts tranchants et moments en travée maximaux à l'ELS

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
M_a (kNm)	0	95,30	125,81	125,81	125,81	125,81	95,30	0
V_D (kN)	34,80	115,16	119,7	119,7	119,7	124,24	78,61	
V_G (kN)		78,61	124,24	119,7	119,7	119,7	115,16	34,80
$X_{Mt \max}$ (m)	0,39	4,15	4,2	4,2	4,2	4,25	3,96	
$M_{tser \max}$ (kNm)	1	141,27	13,36	137,28	13,36	143,90	1	

Figure 10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

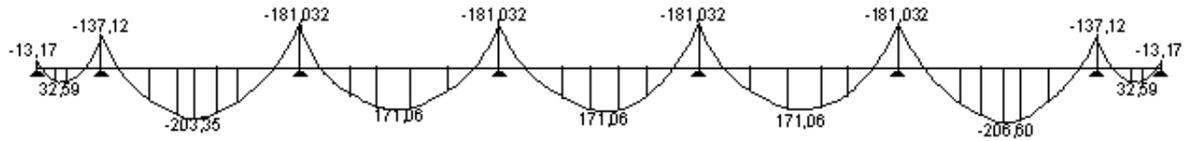
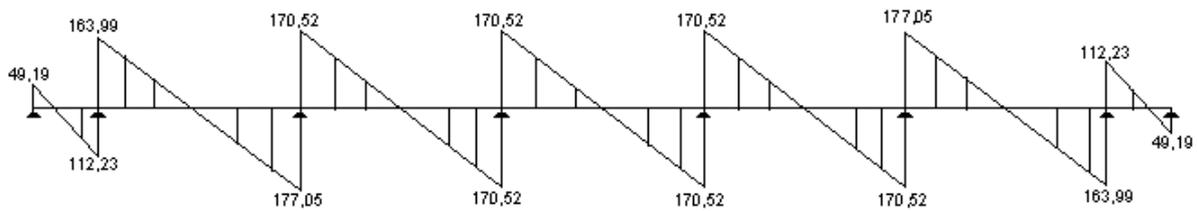
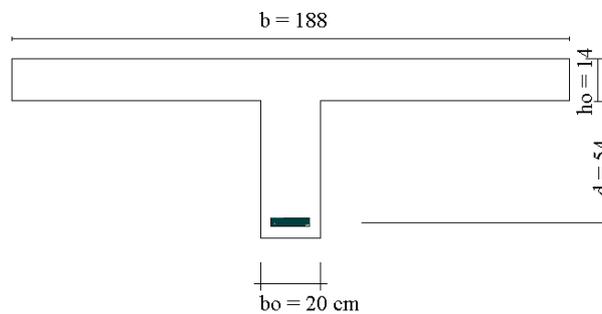


Figure 11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU



2.4 Calcul des armatures de la poutrelle :

Figure 12 : Section de la poutrelle en T



La largeur b de la table doit vérifier la condition : $\frac{(b - b_0)}{2} = \text{Min}\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right)$, soit $b = 1,88$

m ;

La hauteur de la poutrelle est de $h = 0,60$ m ; $d = 0,9h = 0,54$ m.

Nous avons une section en T qui se calcule différemment selon la position de l'axe neutre.

Soit : M_{Tu} le moment équilibré uniquement par la table de compression, tel que :

$$M_{Tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

M_u le moment maximal en travée,

- Si $M_u \leq M_{Tu}$:

l'axe neutre est dans la table de compression, la table est surabondante, le béton tendu étant négligé, la section se comporte comme une section rectangulaire de largeur b ($b = 1,88$ m) et de hauteur h .

- Si $M_u > M_{Tu}$:

L'axe neutre tombe dans la nervure, la section considérée est une section en T.

Dans notre cas, $M_{Tu} = 1\,578,11$ kNm, ainsi, $M_u < M_{Tu}$.

Nous ferons donc le calcul de la section en travée comme si la section était rectangulaire.

2.4.1 Les armatures longitudinales :

La fissuration est peu préjudiciable, donc nous dimensionnerons à l'ELU et vérifierons à l'ELS.

a) Calcul à l'ELU

- *En travée :*

Le dimensionnement se fait suivant l'organigramme de calcul à l'Annexe V p.35. Comme pour celui de la dalle que nous avons vu auparavant.

La section d'armatures choisie doit au moins vérifier la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot \nu'} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Avec

$$v = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2 \cdot [b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} = 0,1477 \text{ m}$$

$$I = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v^2 = 0,0082 \text{ m}^4;$$

$$v' = h - v$$

Tableau 41 : Armatures longitudinales en travée

Travées	M_u (kNm)	μ	P ivot	β_u	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A réelle (cm ²)
1 et 7	32,60	0,0042	A	0,004 2	1,75	0,94	4T8 = 2,01
2 à 6	206,60	0,027	A	0,028	11,50	0,94	4T20 = 12,57

Les armatures de montage doivent être au moins égales à 1‰ $b \cdot h = 1,4 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

Les moments aux appuis de rive seront égaux au moment de la travée prise comme isostatique multiplié par 0,15 (du fait de leur faible encastrement avec les poutres).

$$M_0 = \frac{p l^2}{8}$$

- En ELU : $0,15 M_0 = 0,15 \times 87,78 = 13,17 \text{ kNm}$
- En ELS : $0,15 M_0 = 0,15 \times 61,67 = 9,25 \text{ kNm}$

Les moments sur appuis sont négatifs, la table se trouve dans la zone tendue, or le béton résiste mal à la traction. Ainsi, nous considérerons la section rectangulaire de l'âme : $b_0 \times h$, soit $20 \times 60 \text{ cm}$.

La section minimale d'armatures est de :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot v} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,79 \text{ cm}^2$$

La distance horizontale e_H entre axe de deux barres isolées ou deux paquets de barres doit vérifier : $e_H > \max(a ; 3,75 \text{ cm})$.

Tableau 42 : Armatures longitudinales aux appuis

Appuis	M_u (kNm)	μ	Pivot	β_u	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A réelle (cm ²)
De rive	13,17	0,015 9	A	0,01 6	0,72	4,79	2T16+2T10= 5,59
Voisins des appuis de rive	137,12	0,165 6	A	0,18 3	8,08	4,79	2T20+2T16 = 9,3
Intermédiaires	181,03	0,22	A	0,25	11	4,79	2T25+2T12 = 12,08

B) VÉRIFICATION À L'ELS :

Nous allons déterminer la valeur de $M_{ser\ lim}$ du moment de service limite pour laquelle l'ELS est vérifiée avec les sections d'acier calculées à l'ELU.

Avec $M_{ser\ lim} = \mu_{ser\ lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$ et $\mu_{ser\ lim}$ est donné en fonction de μ à partir d'un abaque donné à l'Annexe p.32 .

- En travée :

Tableau 43 : Vérification rapide à l'ELS des armatures en travées

Travées	μ	$\mu_{\text{ser lim}}$	$M_{\text{ser lim}}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérification
1 et 7	0,0042	-	-	22,05	OUI
2 à 6	0,027	0,047	638,31	143,90	OUI

D'où l'ELS est vérifié pour toutes les travées.

- Aux appuis :

Tableau 44 : Vérification rapide à l'ELS des armatures aux appuis

Appuis	μ	$\mu_{\text{ser lim}}$	$M_{\text{ser lim}}$ (kNm)	M_{ser} (kNm)	Vérification
De rive	0,0159	-	-	9,25	OUI
Voisins des appuis de rive	0,1656	0,093	135,48	95,30	OUI
Intermédiaires	0,22	0,109	158,51	125,81	OUI

D'où l'ELS est vérifié pour tous les appuis.

2.4.2 Vérification à l'ELS de déformation des poutrelles :

Nous pouvons se dispenser de vérifier à l'ELS de déformation si les cas suivants sont vérifiés pour les poutrelles, comme pour les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{16}, \\ \frac{1}{10} \cdot \frac{Mt}{M_0} \end{array} \right. \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe(MPa)} \\ l \leq 8m. \end{array} \right.$$

Pour la travée de rive, ces conditions sont vérifiées, mais pour les travées intermédiaires,

$l = 8,4 \text{ m} > 8 \text{ m}$, alors la 3^{ème} condition n'est déjà pas vérifiée. Nous allons alors calculer la flèche d'une des travées de rive et la comparer avec la flèche admissible.

- Hypothèse de calcul de la flèche

Lorsque l'on effectue un calcul manuel, il est parfaitement justifié de n'effectuer que le calcul global. En effet, le calcul précis s'impose lorsque la flèche majorée obtenue dépasse la flèche admissible de plus de 25%.

- Evaluation de la flèche globale

Etudions le cas de la travée 1.

Nous allons suivre les différentes étapes suivantes :

- Soit I_0 : le moment d'inertie totale rendue homogène, tel que :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} + d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} + d' \right)^2 \right]$$

$$\text{Avec } A_s = 12,57 \text{ cm}^2 \text{ et } A'_s = 0 ; \text{ d'où } I_0 = 0,0058 \text{ m}^4$$

- $\rho = \frac{A_s}{b d} = 0,0075$

- $\alpha_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 3,54 \quad (\text{pour les déformations instantanées})$

(avec $b_0 = 0,20 \text{ m}$, $b = 1,88 \text{ m}$)

$$\mu = \text{Max} \begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 0,71 \end{cases}$$

- Le moment d'inertie fictifs'obtient alors par :

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 0,0018$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{638,31 \times 10^{-5}}{32164 \times 0,0018} = 0,00137$$

$$\text{Avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$$

(Ei module de déformation longitudinale du béton sous charges instantanées)

- Flèche due aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{r} = 0,25 \text{ cm}$$

- La part de la flèche totale nuisible au bon comportement du revêtement du balcon à comparer avec la flèche admissible :

$$\Delta f_t = 1,2 f_i = 0,30 \text{ cm}$$

- Flèche admissible :

Si la portée entre nu d'appuis est L = 5m, alors :

$$f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 1,56 \text{ cm}$$

Comme $\Delta f_t = 0,30 \text{ cm} > f_{adm}$, la déformation de la poutrelle considérée est donc acceptable pour ne pas endommager les éléments fragiles qu'elle supporte.

2.4.3 Vérification du béton de l'âme :

Cette vérification consiste à vérifier si la contrainte de cisaillement $\tau_u \leq \tau_{lim}$ au droit des appuis. Cependant, nous ne la vérifierons qu'au droit des appuis où l'effort tranchant est maximal.

La poutre étant dimensionnée en flexion simple :

Nous avons $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \cdot 10^{-3} = 1,64 \text{ MPa}$, (avec $V_{u \max} = 177,05 \text{ kN}$)

Et pour une fissuration peu préjudiciable : $\tau_{lim} = \text{Min}(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Ainsi, nous pouvons laisser les armatures transversales à 90° .

A. VÉRIFICATION DES CONDITIONS D'APPUI :

Cette vérification consiste à s'assurer que les armatures sont suffisantes au droit des appuis, tels qu'aux :

- Appuis de rive :
 - Vérification des armatures longitudinales :

La condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s} \quad (\text{i})$$

Où : V_u : l'effort tranchant à l'appui ($V_{u \max} = 49,18 \text{ kN}$),

H_u : une force horizontale transmise par l'appui, dans notre cas, elle est négligeable.

D'où : $A_s = 5,59 \text{ cm}^2 > (\text{i}) = 1,42 \text{ cm}^2$,

- Vérification de la compression du béton :

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0,4 (f_{cj} / \gamma_b) a b_0 \quad (\text{iii})$$

Avec : $a = \min [a' ; 0,9d] = 48,6 \text{ cm}$

Où $a' =$ largeur d'appui - $c_t - 2 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$,

D'où : $V_u = 49,18 \text{ kN} < (iii) = 648 \text{ kN}$

En outre la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui calculée sous la réaction d'appui ultime doit vérifier, sauf dispositions particulières (frettage) :

$$\sigma_{bc} \leq 1,3(f_{cj} / \gamma_b) \quad (iv)$$

$$\text{Où} \quad \sigma_{bc} = 2.V_u / a.b_0 \quad (v)$$

Après calcul, on obtient : $\sigma_{bc} = 3,5 \text{ MPa} < 21,67 \text{ MPa}$

- Appuis intermédiaires
 - Vérification des armatures longitudinales :

En plus de l'effort tranchant V_u , il y a un moment de flexion M_u qui doit être introduit lors de la vérification des armatures. La condition à vérifier devient :

$$A_s \geq \frac{V_u + M_u / (0,9d)}{f_e / \gamma_s} \quad (ii)$$

Avec : $M_u = 181,032 \text{ kNm}$,

$V_u = 177,05 \text{ kN}$,

D'où $A_s = 12,08 \text{ cm}^2 > (ii) = 15,79 \text{ cm}^2$

- Vérification de la compression du béton :

Nous avons : $V_u = 177,05 \text{ kN} < (iii) = 648 \text{ kN}$

Et : $\sigma_{bc} = 3,64 \text{ MPa} < 21,67 \text{ MPa}$

B. DÉTERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES ET RÉPARTITION :

b.1- Section d'armatures transversales :

$$\theta_t \leq \text{Min}(\theta_l; h/35; b_0/10) = 16 \text{ mm}$$

Prenons $\theta_t = 6 \text{ mm}$

Pour couvrir deux files, nous avons un cadre ϕ 6 HA, d'où : $A_t = 0,565 \text{ cm}^2$

L'espacement entre deux cours successifs d'épingle est donné par l'expression :

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times \frac{f_g}{\gamma_s}}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} = 8,76 \text{ cm}$$

En outre, S_t doit satisfaire les deux conditions suivantes :

➤ $S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$

➤ $S_t \leq \frac{A_t \times f_g \text{ [MPa]}}{0,4 \times b_0} = 28,25 \text{ cm}$

Prenons : $S_{t0} = 8 \text{ cm}$,

b.2- Répartition des armatures transversales :

Déterminons la répartition des armatures transversales d'une travée intermédiaire de portée 8,4 m, par la méthode de Caquot.

- Si S_{t0} est l'écartement des armatures transversales à l'appui, le premier cadre est placé à $0,5S_{t0} = 4 \text{ cm}$;

- Puis on adopte, les écartements des cadres suivants, en [cm] :

7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 13 - 16 - 20 - 25 - 35 - 40. Chaque espacement étant espacé n fois.

Avec « n » : le nombre de répétition calculé par un nombre entier de mètre (par excès) dans la demi-travée, soit pour $8,4\text{m}/2 = 4,2$: $n = 5$.

Soit x : les longueurs cumulées (cm) à partir du nu de l'appui vers la droite :

Les espacements sur la demi-travée seront présentés dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Les espacements sur la demi-travée



S_t [cm]	$S_{t0}/2$	7	8	9	10	11	13	16	20
n	1	5	5	5	5	5	5	5	2
X [cm]	4	39	79	124	174	229	294	374	414

Nous aurons donc en tout **76 cadres** à placer dans chaque travée intermédiaire.

Chapitre 4: ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Section 1- Prédimensionnement des voiles

L'épaisseur minimale des murs extérieurs, dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton, est de 15 cm.

Dans le cas des bâtiments courants à une douzaine d'étages, l'épaisseur de voile est de 15 cm.

Pour notre cas, nous allons vérifier si une épaisseur de 20 cm suffit pour le contreventer.

Cette vérification consiste à déterminer les efforts (moments fléchissant) dans les voiles en stade de pré dimensionnement et à vérifier si les contraintes dans ces derniers sont admissibles, puis à vérifier si la flèche au sommet du bâtiment est admissible.

Le cas échéant, nous sommes contraints d'épaissir les voiles pour minimiser la répartition des efforts ou de renforcer le système de contreventement par autres éléments que les voiles.

1.1- Vérification des contraintes dans les voiles :

1.1.1- Moments d'inertie des voiles :

Considérons le repère O_x (suivant l'axe longitudinal) et O_y (suivant le petit axe du bâtiment)

Soit : $I'_{xi} = \frac{bh^3}{12}$ et $I'_{yi} = \frac{hb^3}{12}$, respectivement : le moment d'inertie d'un rectangle de l'élément de contreventement (cage) par rapport à l'axe O_x et O_y , passant par son centre de gravité.

Le moment d'inertie d'un ensemble d'éléments de voile considéré est alors :

$$I_{xi} = \sum I'_{xi}$$

$$I_{yi} = \sum I'_{yi}$$

Avec le système de contreventement que nous avons proposé lors de sa conception, les moments d'inertie de chaque élément de contreventement (voile composé) par rapport aux axes O_x et O_y et passant par le centre de gravité de l'élément sont :

❖ **Moment d'inertie par rapport à l'axe O_x :**

- moment d'inertie de l'escalier de gauche : $I_1 = 131,25 \text{ m}^4$;
- moment d'inertie de l'escalier de droite : $I_2 = 131,25 \text{ m}^4$;
- moment d'inertie de la cage d'ascenseur central : $I_3 = 91,38 \text{ m}^4$;

D'où la somme des moments d'inertie $\sum_{i=1}^3 I_i = 353,88 \text{ m}^4$.

La cage d'ascenseur à gauche et la cage d'escalier à gauche sont séparées par un joint de dilatation afin de réduire l'instabilité du système, due au centre de torsion qui est aux alentours du point de concours des voiles.

❖ **Moment d'inertie par rapport à l'axe O_y :**

- $I_1 = 10,97 \text{ m}^4$;
- $I_2 = 10,97 \text{ m}^4$;
- $I_3 = 109,55 \text{ m}^4$;

$$\sum_{i=1}^3 I_i = 131,49 \text{ m}^4;$$

1.1.2- Le moment à équilibrer par les voiles :

Tableau 46 : Moment sollicitant le bâtiment

Sollicitations du vent	Unité	Vent normal à la grande face Sa	Vent normal à la petite face Sb
Largeur de la façade	m	52,59	18,9
Pression de calcul (vent normal)	kN/m ²	1,59	1,68
Résultante de vent	MN	7,15	2,71
Moment/plancher bas du sous-sol	MNm	7,15*(H/2 + 5) = 341,41	129,40

1.1.3- Vérification des contraintes de compression en flexion dans les voiles en ELS

Les voiles sont soumis à la fois à des efforts normaux dus aux charges verticales (N) et aux charges horizontales.

Vérifions que : $\sigma_{ELS} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte admissible du béton en compression, égale à 15 MPa en ELS.

Telle que la contrainte de compression est la somme de la contrainte de l'effort normal due aux charges verticales et de celle due au vent :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{e * L} + \frac{Mv}{\sum I}$$

Avec $N = n * q * S$

Où

- n est le nombre de niveau ;
- q est la charge moyenne supportée par un voile, égale à 12,5 kN/m² ;
- S est l'aire de plancher supportée par le voile le plus chargé, S = 17 m²

D'où, N = 5 100 kN

$$- \nu = \frac{L}{2} \quad (L : \text{la longueur de la plus grande des voiles dans un axe}) ;$$

La contrainte de compression due aux forces verticales est alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{e * L} = \frac{5100}{0,2 * 8,1} = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte due aux forces horizontales ne doit donc pas excéder les environs de 11,5 MPa.

Nous avons ainsi :

$$\text{- Vent normal à la grande face Sa : } \sigma_{fl} = \frac{Mv}{\sum I} = \frac{341,41 * 8,1}{353,88} = 7,81 \text{ MPa}$$

$$\text{- Vent normal à la petite face Sb : } \sigma_{fl} = \frac{Mv}{\sum I} = \frac{129,63 * 4,2}{131,49} = 4,14 \text{ MPa}$$

Pour le vent normal à la grande face Sa, la valeur de la contrainte de flexion est un peu élevée mais reste inférieure à la contrainte admissible (11 MPa) définie un peu plus haut. En outre, les voiles ne sont pas les seuls éléments de contreventement, ainsi ces valeurs de contrainte diminueront après ajout du portique.

On garde donc l'épaisseur des voiles : **e = 20 cm.**

1.2- Vérification de la flèche du bâtiment :

Les déformations dans les étages supérieurs peuvent être gênantes pour les occupants, sous l'action du vent et paniquantes, sous l'action du séisme. Ainsi, les Règles PS limitent à $H/250$ la valeur maximale de la déformation horizontale totale sur la hauteur et à $h/100$ celle entre deux niveaux consécutifs distants de h .

Compte tenu de l'encastrement du bâtiment dans le sol H_1 et de la hauteur libre au dessus du sol H_0 :

$H = H_0 + 0,5 H_1 \leq 2 H_0$ pour un sol de portance moyenne.

Soit $H = 88$ m et la flèche admissible $f_{adm} = 0,352$ m.

- Flèche au sommet du bâtiment

Le bâtiment de section rectangulaire se comporte comme une console verticale de longueur H , encasté en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties. Pour une pression du vent uniforme et section de voile constante sur toute la hauteur, la flèche au sommet du bâtiment est :

$$f = \frac{qH^4}{8EI}$$

Où

I est normalement la somme des moments d'inertie des voiles et des portiques, mais on ne prendra que celle des voiles.

Pour un vent normal à la grande face S_a :

$$q = 1,80 \times 52,59 = 94,662 \text{ kN/m}$$

$$I = 353,88 \text{ m}^4$$

Pour le béton, $E = 2.10^5$ MPa, le module d'élasticité pour le béton;

H est la hauteur du bâtiment à prendre en compte or on a un sol de catégorie moyenne, ainsi,

$$H = H_0 + 0,5 H_1$$

Où H_0 est la hauteur du bâtiment au dessus sol ;

Et H_1 la hauteur du bâtiment encastrée dans le sol (sous-sol).

D'où l'on a : $H = 85,5 + 0,5 \cdot 5 = 88$ m, et

$$f = 0,01\text{m}$$

Et la flèche admissible au sommet d'un bâtiment vaut $f_{\text{adm}} = H/250$, soit 0,352 ;

- Avec la même formule, la flèche maximale entre deux niveaux doit être limitée à $h/100$:

Pour $h = 3,5$ m : $f_{\text{adm}} = h/100 = 0,035\text{m}$

Pour $h = 5$ m : $f_{\text{adm}} = h/100 = 0,05\text{m}$,

La flèche entre deux niveaux étant : $f = \frac{qh^4}{8EI}$ soit de l'ordre de $3 \cdot 10^{-8}\text{m}$

Ainsi, les flèches du bâtiment sont vérifiées que ce soit au sommet, ou entre deux niveaux.

D'où le système de contreventement mixte (portiques et voiles de façades, voiles des cages d'ascenseurs et escaliers) est suffisant.

Section 2- Principe de calcul

Le contreventement d'un immeuble assure sa stabilité sous l'action des forces horizontales (vent, séisme). Les éléments de contreventement transmettent les charges verticales aux fondations.

L'effet de ses charges verticales est estimé au prorata des surfaces de planchers. Par contre celui des charges horizontales sera déterminé à partir de leur répartition entre les différents éléments de contreventement, qui seront étudiés séparément.

Notre but est de déterminer les efforts repris par chaque élément de contreventement afin de les dimensionner. Notons que l'étude de la répartition des efforts pour une association de

voiles et de portiques est très complexe du fait de la grande hyperstaticité du système. Le calcul exact de la répartition ne peut se faire que par ordinateur et elle nécessite l'emploi d'un logiciel approprié comme le CBS. Toutefois, nous pouvons faire une étude approchée et simplifiée, explicitant le principe de fonctionnement de chaque élément, en allégeant le calcul manuel.

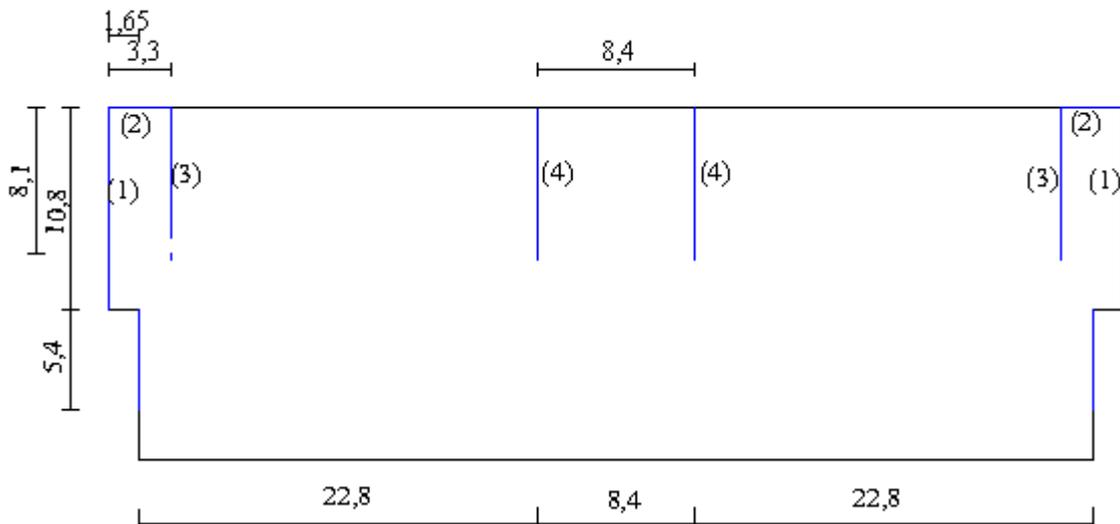
Il est alors possible d'estimer le pourcentage du moment récupéré par le refend, en fonction du nombre d'étages et des travées du portique, en utilisant l'abaque à l'annexe VI p.37. Cela à condition que l'on ait des refends (murs droits) à la place des cages fermés, et qu'on adopte les hypothèses ci-dessus.

Comme défini antérieurement, nous avons un système de contreventement formé par les portiques, les voiles des cages d'ascenseur et deux voiles d'escaliers aux extrémités du bâtiment, prolongés par des voiles droits de façade que nous allons séparer en ôtant le voile de 1,65 m de long, car sinon, le centre de torsion de l'ensemble des voiles est très éloigné du centre de gravité des planchers, ce qui créera un très grand moment de torsion dans le bâtiment. Nous aurons ainsi un système hyperstatique formé de trois cages et de deux voiles simples.

En outre, le système de contreventement que nous avons adopté est symétrique par rapport à un axe vertical passant par le centre de gravité des planchers du bâtiment et perpendiculaire à la grande face. De ce fait, nous pouvons négliger la résistance à la torsion des éléments de contreventement car le centre de torsion de l'ensemble est proche du centre de gravité des planchers. Ainsi, nous pouvons remplacer les cages d'escaliers par des voiles composés et les cages d'ascenseur par des voiles droits parallèle suivant l'axe transversal du bâtiment, pour la modélisation lors du calcul.

Nous avons ainsi, le système suivant pour le calcul après simplification :

Figure 13 : Modélisation du système de contreventement pour le calcul



Hypothèses simplificatrices:

- les planchers sont indéformables dans leur plan ;
- les éléments de contreventement sont parfaitement encastrés dans leur base ;
- les déformées de tous les éléments de contreventement sont des courbes affines et que, en conséquence, la distribution des sollicitations horizontales peut s'effectuer à n'importe quel niveau ;
- le produit EI est constant sur toute la hauteur du refend ;

Dans ces conditions, les calculs de résistance des matériaux indiquent que :

- l'effort repris par un refend est proportionnel à son inertie et à son déplacement ;
- le centre de torsion est le barycentre des inerties des refends, appliquées en leur centre de gravité.

En se référant à l'abaque à l'annexe VI p.37, nous obtenons les moments repris par le voile et le portique serait, avec : le nombre d'étages étant de 23, et en considérant le portique de la file G, le nombre de travée est deux :

$M_{\text{refends}} = 35\%$ du moment total à équilibrer

$M_{\text{portique}} = 65\%$ du moment total à équilibrer

De ces valeurs de moment, nous pouvons déduire les efforts repris par un portique et les voiles.

Notons que ce ne sera qu'une valeur moyenne.

Section 3- Calcul des éléments de contreventement

3.1 Descentes des charges dans les poteaux

Il s'agit de déterminer les charges et les surcharges appliquées sur les poteaux au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Le calcul de la descente de charges prend en compte les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges climatiques, permettant ainsi, de dimensionner les poteaux et surtout la fondation.

3.1.1 Données techniques :

a. Charges permanentes :

Elles correspondent aux poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir, les éléments de structure, d'enveloppe et d'équipement.

Tableau 47 : Poids des matériaux selon la norme NFP- 004

Matériaux de construction	Poids volumique ou surfacique	Unité
Béton armé	25	kN/m ³
Béton non armé	22	kN/m ³
Agglos 10 x 20 x 50	1	kN/m ²
Agglos 20 x 20 x 50	2	kN/m ²
Chape et revêtement	1	kN/m ²
Enduit de mortier en liant hydraulique par cm	18	kN/m ²
	10	kN/m ²
Enduit en plâtre par cm d'épaisseur	25	kN/m ³
Verre	22	kN/m ³
Brique de verre	0,60	kN/m ²
Grés cérame 9 mm d'épaisseur	0,50	kN/ml
Garde corps métallique (main courante)		

Tableau 48 : Calcul des charges permanentes

Eléments de structure	Désignation	Charges	Unité
Toiture terrasse accessible	Sous toiture :		kN/m ²
	- faux-plafond	0,2	
	- isolation thermique	0,048	
	- dalle pleine	3,5	
	Terrasse :		
- étanchéité en asphalte	0,50		
- matériau enrobé de 2 cm d'échantéité	0,12		
- forme de pente (3%)	0,6		
	TOTAL	4,97	kN/m ²
Acrotère et chéneau h = 1m	BA : 0,1*1,3*25	3,25	kN/m ²
	Etanchéité : 1,20*44	0,528	
	Forme en pente : 0,30*0,02*22	0,132	
	TOTAL	3,91	kN/ml
Murs intérieurs e = 13 cm	Agglos : 10*20*50	1	
	Enduit 1,5 cm sur les 2 faces : 18*2*0,015	0,54	
	TOTAL	1,54	

Murs extérieurs e = 23 cm	Agglos : 20*20*50	2	
	Enduit 1,5 cm sur les 2 faces : 18*2*0,015	0,54	
	TOTAL	2,54	
Plancher courant (chambres du 6 ^{ème} au 22 ^{ème} étage)	- chape et revêtement	0,4	
	- dalle béton armé	3,5	
	- faux-plafond	0,2	
	TOTAL	4,1	
Plancher courant (du sous-sol au 5 ^{ème} étage)	- chape et revêtement	0,62	
	- dalle béton armé	3,5	
	- faux-plafond	0,2	
	TOTAL	4,32	
Vitre et façade	Vitrage double en verre e = 24 mm	0,6	
	Lamelle de béton : 0,10*0,125*25*2	0,62	
	TOTAL	1,22	
Poutres	30*65*25	4,875	
	20*60*25	3	
Escalier	Palier intermédiaire e = 18 cm : 0,18*25	4,5	
	Marche et pailasse	4,925	
	Revêtement et chape	0,48	
	TOTAL	5,405	
	Charge totale ramené à l'horizontal = Total/cos31,11°	6,31	

B. CHARGES D'EXPLOITATION :

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

Elles comprennent:

- Les surcharges statiques : les matériels, les équipements, le mobilier, les machines fixes ;
- Les surcharges dynamiques : personnes, circulation, appareils mobiles.

Tableau 49 : Les valeurs des surcharges d'exploitation suivant la norme NFP 06-001

Nature des locaux	Valeur en daN/m ²
Pièce habitée	1,5
Balcon	6
Escalier	4
Couloir et Hall de réception	2,5
Boutiques, restaurant, cuisine, Salles de divertissements, Centre de musculation, Gymnase, Public house, Local des équipements,	5
Hall d'entrée, cafétéria, librairie, salle de réunion, local des employés	4
Bureaux paysagers	3,5
Toiture privée	1,5
Toiture terrasse non accessible	1
Eau par cm d'épaisseur	0,10

3.1.2 Calcul des descentes de charges :

a. Descente de charges verticales :

Le calcul des charges reprises par les poteaux se fera à chaque niveau. Nous allons considérer les poteaux les plus sollicités de chaque file et négligerons les vides des ouvertures dont leur surface ne dépasse pas 25% de celle du mur.

Dans les bâtiments à étage, à usages d'habitation, et pour calculer l'ossature (poteaux, murs, fondation), on suppose que les charges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers. C'est pourquoi, nous avons appliqué la dégression verticale des charges d'exploitation depuis le 20^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage, car les étages en dessous sont plutôt à usages administratifs.

Nous avons au total 32 poteaux pour chaque niveau pour la descente de charges, et allons réunir les poteaux qui ont à peu près les mêmes charges afin de faciliter le calcul. Le calcul de descentes de charges du poteau G6 (dont les résultats sont pris égal à ceux des poteaux D6 et G5 par symétrie), est présenté à l'annexe III p.21. Tandis que le tableau suivant représente la récapitulation des résultats de la descente de charges au niveau des poteaux à gauche des cages d'ascenseur, suivant la file 8 et 5, car le plan est symétrique.

Tableau 50 : Tableau récapitulatif de la descente de charges des poteaux A6, B3 et B5

Poteaux	ELS	ELU
A6	2 034,31	2 800,77
B3	1 619,36	2 213,65
B5	2 320,91	3 197,38

Tableau 51 : Tableau récapitulatif de la descente de charges des poteaux C, D et E

Poteaux	8		5	
	ELS	ELU	ELS	ELU
C	7 625,12	10 542,9	9 308,23	12 872,8
D	9 714,89	13 418,2	12 206,30	16 882,36
E	2 362,24	3 227,61	5 012	882,66

b. Descente de charges horizontales sur les portiques :

Le vent apporte dans le portique du bâtiment, des efforts normaux. En supposant que les poteaux se comportent comme une console encastree dans le sol au niveau de la fondation et soumise à ces charges horizontales, l'effort normal de compression dans le poteau au niveau i sera de la forme :

$$N_i = \frac{M_i}{I_i} \cdot d_i S_i$$

Où :

S_i : Section du poteau au niveau i ;

I_i : Moment d'inertie des poteaux par rapport à l'axe central, au niveau i ;

$$I_i = \sum S_i * d_i^2$$

d_i : Position du poteau i par rapport au centre de gravité de l'ensemble ;

M_i : Moment fléchissant à équilibrer dans les poteaux dus à l'action horizontale du vent, au niveau i ;

$$M_i = \frac{q_w (H - h_i)^2}{2}$$

Dans lesquelles :

H : Hauteur totale du bâtiment ;

h_i : Hauteur du poteau i au niveau considéré ;

$H - h_i$: Hauteur au dessus du plancher du niveau considéré ;

q_w : La force de frappe du vent (extrême) sur un portique ;

D'après la répartition des efforts repris par les voiles et les portiques, vus ci-dessus,

$$q_w = \frac{q_c \cdot L \cdot 65\%}{n}$$

Où : $q_c = 1,80 \text{ kN/m}^2$ (vent extrême) ;

$L = 54 \text{ m}$: Longueur du bâtiment ;

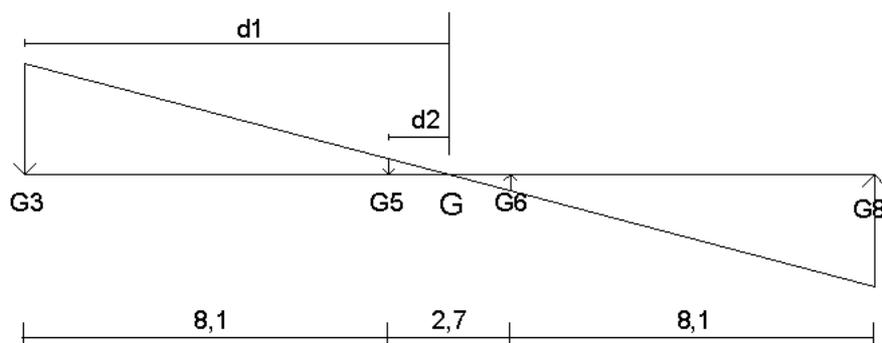
n : Nombre de portique, nous n'avons considéré ici que 4 portiques ($n = 4$) en négligeant le moment repris par ceux dans la même file transversale que les voiles,

Soit $q_w = 15,79 \text{ kN/m}$.

La position du centre de gravité des poteaux par rapport à l'ensemble est donné par :

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i}$$

Figure 13 : Schéma du portique suivant l'axe G, comprenant 4 poteaux



D'où le moment M pour chaque niveau :

Tableau 52 : Valeur des moments pour chaque niveau

Niveau	hi (m)	H-hi (m)	Mi (kNm)
-1	0	88,8	62 255,55
0	5	83,8	55 442,16
1	10	78,8	49 023,53
2	15	73,8	42 999,64
3	20	68,8	37 370,51
4	23,5	65,3	33 664,99
5	27	61,8	30 152,90
6	29,3	59,5	27 950,27
7	32,8	56	24 758,72
8	36,3	52,5	21 760,59
9	39,8	49	18 955,90
10	43,3	45,5	16 344,62
11	46,8	42	13 926,78
12	50,3	38,5	11 702,36
13	53,8	35	9 671,38
14	57,3	31,5	7 833,81
15	60,8	28	6 189,68
16	64,3	24,5	4 738,97
17	67,8	21	3 481,70
18	71,3	17,5	2 417,84
19	74,8	14	1 547,42
20	78,3	10,5	870,42
21	81,8	7	386,86
22	85,3	3,5	96,71

Nous avons un plan symétrique, ainsi la distance de chaque poteau par rapport au centre de gravité est constante à chaque niveau. Les valeurs de « d_i , S_i et I_i » sont alors données par le tableau suivant :

Tableau 53 : Valeurs de « d_i , S_i et I_i »

Niveau	Section des poteaux (m ²)		Position " d_i " des poteaux par rapport à G				I (m ⁴)
	S ext	S int	G3	G5	G6	G8	
-1	0,81	1,21	9,45	1,35	1,35	9,45	149,08
0	0,81	1	9,45	1,35	1,35	9,45	148,32
1	0,81	1	9,45	1,35	1,35	9,45	148,32
2	0,64	0,81	9,45	1,35	1,35	9,45	117,26
3	0,64	0,81	9,45	1,35	1,35	9,45	117,26
4	0,64	0,81	9,45	1,35	1,35	9,45	117,26
5	0,64	0,81	9,45	1,35	1,35	9,45	117,26
6	0,64	0,81	9,45	1,35	1,35	9,45	117,26
7	0,49	0,64	9,45	1,35	1,35	9,45	89,85
8	0,49	0,64	9,45	1,35	1,35	9,45	89,85
9	0,49	0,64	9,45	1,35	1,35	9,45	89,85
10	0,36	0,49	9,45	1,35	1,35	9,45	66,08
11	0,36	0,49	9,45	1,35	1,35	9,45	66,08
12	0,36	0,49	9,45	1,35	1,35	9,45	66,08
13	0,36	0,49	9,45	1,35	1,35	9,45	66,08
14	0,25	0,36	9,45	1,35	1,35	9,45	45,96
15	0,25	0,36	9,45	1,35	1,35	9,45	45,96
16	0,25	0,36	9,45	1,35	1,35	9,45	45,96
17	0,16	0,25	9,45	1,35	1,35	9,45	29,49
18	0,16	0,25	9,45	1,35	1,35	9,45	29,49
19	0,16	0,16	9,45	1,35	1,35	9,45	29,16
20	0,09	0,16	9,45	1,35	1,35	9,45	16,66
21	0,09	0,09	9,45	1,35	1,35	9,45	16,40
22	0,09	0,09	9,45	1,35	1,35	9,45	16,40

Les valeurs de N_i sont obtenus par le tableau suivant :

Tableau 54 : Valeurs des efforts normaux dans chaque poteau du à l'effet du vent en kN

Niveau	NG3	NG5	NG6	NG8
-1	3 196,50	682,14	682,14	4 775,01
0	2 861,36	504,65	504,65	3 532,54
1	2 530,09	446,22	446,22	3 123,57
2	2 217,83	400,99	400,99	2 806,94
3	1 927,49	348,50	348,50	2 439,48
4	1 736,37	313,94	313,94	2 197,59
5	1 555,22	281,19	281,19	1 968,33
6	1 441,61	260,65	260,65	1 824,54
7	1 275,97	238,08	238,08	1 666,58
8	1 121,46	209,25	209,25	1 464,77
9	976,92	182,28	182,28	1 275,97
10	841,42	163,61	163,61	1 145,27
11	716,95	139,41	139,41	975,85
12	602,44	117,14	117,14	819,99
13	497,88	96,81	96,81	677,67
14	402,65	82,83	82,83	579,82
15	318,15	65,45	65,45	458,13
16	243,58	50,11	50,11	350,76
17	178,52	39,85	39,85	278,94
18	123,97	27,67	27,67	193,71
19	80,24	11,46	11,46	80,24
20	44,44	11,29	11,29	79,01
21	20,06	2,87	2,87	20,06
22	5,01	0,72	0,72	5,01

c. *Récapitulation des résultats :*

En considérant les combinaisons d'action suivantes :

ELU : $1,35G + 1,5Q + W$

ELS : $G + Q + 0,77W$

Les résultats de la descente de charge au niveau de la fondation pour les poteaux G3, G5, G6, G8 sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 55 : Récapitulation des valeurs des descentes de charges

Poteau x	Poids G (kN)	Surcharge Q (kN)	Effet du vent W (kN)	Combinaisons d'action	
				ELU	ELS
G3	6 876	1 982	3 196,50	15 452,1	11 319,30
G5	9 510	2 690	682,14	17 555,64	12 725,25
G6	9 510	2 690	682,14	17 555,64	12 725,25
G8	7 696	2 021	4 775,01	18 196,11	13 393,76

3.2 Les portiques

Un portique est constitué par l'ensemble des poteaux et poutres. Afin de pouvoir déterminer la quantité d'armatures pour ces derniers, nous allons déterminer en premier lieu les sollicitations dans ces différents éléments après avoir évalué les charges auxquelles ils sont soumis.

3.2.1 Calcul de structure

Pour le calcul des efforts dans un portique, il existe plusieurs méthodes, comme :

- La méthode de Cross ;
- Et la méthode simplifiée ou méthode de Caquot.

Etant donné que l'on a un bâtiment à plusieurs étages et que certaines poutres sont solidaires des voiles, la méthode de Cross ne serait pas adéquate car certaines parties du portique ne présentent pas de nœuds (ces derniers sont solidaires des voiles).

La méthode de calcul la plus appropriée serait la méthode de Caquot, pour la détermination des moments sur appuis, sous l'action des charges verticales. Cette

dernière étant une méthode approchée pour les poutres continues solidaires des poteaux. Puis la méthode simplifiée de calcul des ossatures, pour la détermination des moments sur appuis, sous l'action des charges horizontales.

3.2.2 Principe des méthodes à utiliser :

a. Moments sur appuis :

- ❖ Principes de la méthode de Caquot pour le portique soumis aux charges verticales :

La méthode de Caquot repose sur la méthode des 3 moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre de travées recevant les charges d'exploitation.

Hypothèses de calculs :

- Les travées ont des inerties constantes ;
- Les charges des travées non adjacentes au nœud étudié ne sont pas prises en compte ;
- Le terme de moment est à multiplier par le coefficient correcteur $\frac{8}{8,5}$, ce qui va diminuer les moments M_w et M_e de 6% ;
- moment d'encastrement parfait :

- les hauteurs prises en compte dans les calculs sont :

- ✓ Les hauteurs fictives « h'_n et h'_s , » respectivement pour les poteaux supérieurs et inférieurs au nœud considéré, avec :
 - $h'_n = 0.9h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher
 - $h'_n = 0.8h_n$ sinon
 - $h'_s = 0.8h_s$
 - $h'_s = h_s$ si les poteaux sont articulés à leur fondation, ce qui n'est pas notre cas.

Où, h_n et h_s : sont les longueurs réelles des poteaux au nord et au sud du nœud considéré.

- ✓ Pour les poutres horizontales, on doit considérer la travée fictive de longueur l'_w à gauche et l'_e à droite du nœud considéré.

Elles sont différentes suivant la position de la travée :

- $l' = l$ pour les travées de rive
- $l' = 0.8 l$ pour les travées intermédiaires

Soient :

- q : la charge uniformément répartie sur la travée considérée ;
- P : charge concentrée ;
- I : le moment d'inertie de la travée considérée ;
- l' ou h' : la longueur ou la hauteur fictive de la travée considérée ;
- M : le moment fléchissant dans les nœuds de l'appui considéré,

On a :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$M'_w = \frac{P_w l'^2_w}{8,5} + l'_w \sum k_w P_w$$

$$M'_e = \frac{P_e l'_e{}^2}{8,5} + l'_e \sum k_e P_e$$

Les moments fléchissants dans les sections dangereuses sont donnés par les formules suivantes :

Travée intermédiaire :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_n = (M'_e - M'_w) \frac{K_n}{D}$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \frac{K_s}{D}$$

Travée de rive :

- ✓ Travée de rive avec console :

Nœud de rive avec console :

$$K_w = 0, M_w = M'_w$$

$$l' = 0,8 l$$

Nœud de rive sans console :

$$M_w = 0$$

- ✓ Nœud voisin du nœud de rive :

Nœud de rive à gauche : $l'_w = \chi l_w$

Nœud de rive à droite : $l'_e = \chi l_e$

Où :

$$\chi = 0,80 \quad \text{si } K_s + K_n \geq 1,5K_e \text{ (ou } K_w \text{ si nœud de rive à gauche)}$$

$$\chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5K_w} \quad \text{si } K_s + K_n < 1,5K_w \text{ (ou } K_e \text{ si nœud de rive à droite)}$$

Nous étudierons le portique suivant le sens transversal puisque c'est l'axe le plus chargé et le plus sollicité.

❖ Principes de la méthode simplifiée de calcul des ossatures soumises aux charges horizontales :

Pour la détermination des sollicitations dues aux efforts horizontaux, nous allons admettre que :

- ✓ Les forces horizontales se répartissent à chaque étage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux ; (les moments d'inertie des poteaux de rive étant affectés d'un coefficient 0.8) ;
- ✓ les points de moment nul sont situés à mi-hauteur

Nous distribuons ensuite l'effort tranchant dans les poteaux à partir de l'effort tranchant du vent, tels que :

$$V_i = \frac{F_i I_i}{\sum I_i}$$

Où : F_i : est la résultante des forces horizontales cumulées appliquées au-dessus des mi-hauteurs ;

I_i : le moment d'inertie du poteau i par rapport au centre de gravité de l'ensemble au niveau considéré.

Connaissant la répartition des efforts horizontaux au niveau de chaque étage, nous déduisons les valeurs des moments « M''_s » et « M''_n » à chaque nœud comme indiqué sur la figure ci-dessus, tel que :

$$M''_n = \frac{V_i \cdot h_i}{2}$$

Les expressions de « M''_w » et de « M''_e » étant :

$$M''_w = (M''_s + M''_n) \frac{\frac{I_w}{lw}}{\frac{I_w}{lw} + \frac{I_e}{le}}$$

$$M''_e = (M''_s + M''_n) \frac{\frac{I_e}{l_e}}{\frac{I_w}{l_w} + \frac{I_e}{l_e}}$$

D'où les moments sur appuis pris en compte pour le calcul des poutres est le maximum de :

$$M'''_w = M_w + M'''_w$$

$$M'''_e = M_e + M'''_e$$

Et il en est de même pour les moments de calcul des poteaux.

b. *Moment en travée :*

Pour le calcul des moments en travée, il suffit de suivre les étapes de calcul suivantes :

- calculer les efforts tranchants :

$$V_G = \frac{q_i l_i}{2} - \frac{M_w - M_e}{l'_i} + \frac{P_i \alpha_i}{l_i}$$

$$V_D = \frac{q_i l_i}{2} + \frac{M_w - M_e}{l'_i} + \frac{P_i \alpha_i}{l_i}$$

- calculer l'abscisse « $x_{Mt \max}$ » :

$$\text{Avec } x = x_{Mt \max} = \frac{V_D - P}{q_e}$$

- D'où le moment en travée :

$$M_{tx} = M_i + V_D x - \frac{q \cdot x^2}{2} - P(x - \alpha)$$

3.2.3 Evaluation des charges :

Evaluation des charges supportées par les poutres :

a. Charges verticales :

Les poutres de la file transversale (file D):

Figure 14 : Charges supportées par les poutres transversales sur tous les niveaux

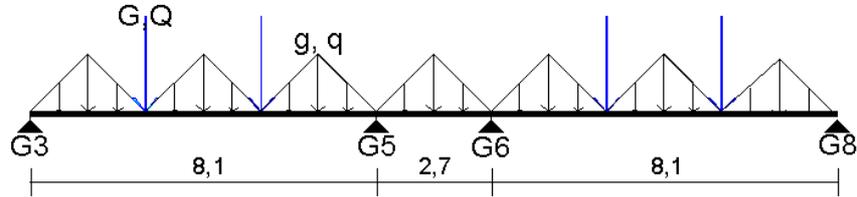


Tableau 56 : Charges appliquées aux poutres transversales

Charges		RDC au 5 ^{ème} étage			6 ^{ème} au 22 ^{ème} étage			Toiture		
Travées		3-5	5-6	6-8	3-5	5-6	6-8	3-5	5-6	6-8
Charges uniformément réparties (kN/m)	g	10,78	10,78	10,78	10,78	10,78	10,78	12,65	12,65	12,65
	q	6,84	6,84	6,84	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
Réaction des poutrelles (kN)	G	124,08	0	124,08	124,08	0	124,08	144,24	0	144,24
	Q	120,7	0	120,7	36,21	0	36,21	36,17	0	36,17

b. *Charge horizontale sur les portiques :*

$q = 1,034 \text{ kN/m}^2$ (égale à 65% des charges totales horizontales)

$Q = q l_x = 8,69 \text{ kN/m}$

Avec l_x : largeur d'impact sur poteau ($l_x = 8,4 \text{ m}$)

c. *Combinaisons d'action :*

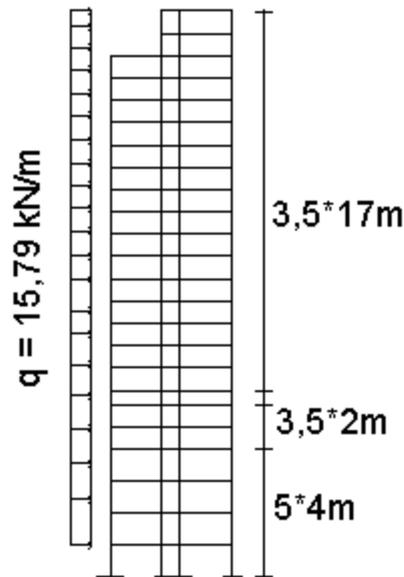
A l'ELU : $P = 1,35G + 1,5Q + W$

A l'ELS: $P = G + Q + 0,77W$

3.2.4 Détermination des sollicitations :

Nous allons déterminer les sollicitations dans les sections de poutres et les moments au niveau des poteaux en appliquant les méthodes ci-dessus. Les résultats sont obtenus après calcul sur Excel pour chacune des combinaisons susdites. Nous obtenons les courbes des moments fléchissants pour la file G à l'Annexe IV p.25.

Figure 15 : Portique soumis au Vent de gauche, à l'ELU



3.2.5 Calcul des poteaux

a. Définition :

Les poteaux font partie des éléments porteurs d'un bâtiment. Ce sont des poutres droites verticales qui supportent les charges verticales appliquées et les transmettent jusqu'aux fondations. Ils assurent aussi le contreventement du bâtiment.

Nous avons ici des portiques multiples, leur solidarité avec les poutres crée des moments, nous avons alors des poteaux soumis à la flexion composée.

Nous allons étudier le poteau G5 au niveau du sous sol car c'est le poteau le plus chargé, telles que :

- la section est $B = 1,10 \times 1,10 \text{ m}$,
- $l_0 = 5 \text{ m}$,
- $l_f = 3,4 \text{ m}$.

La fissuration étant peu préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELU.

b. Sollicitations :

Le poteau est sollicité par :

- Un moment fléchissant résultant des calculs des portiques ;
- Un effort normal de compression déduit des descentes des charges.

D'où les valeurs des sollicitations suivantes.

Tableau 57 : Charges agissant sur le poteau G5 :

	Combinaisons	N (kN)	M (kNm)
EL	1,35G + 1,5Q +	17	1 698,2
U	W	555,64	3
EL	G + Q + 0,77W	12	1 295,7
S		725,25	0

c. Flambement :

Lorsqu'une poutre est soumise à un effort de compression axiale, avec ou sans moment de flexion, les imperfections de réalisation de la poutre et d'application de cet effort conduisent à un risque de flambement.

- La longueur de flambement :

Les poteaux ont tous des sections rectangulaires, ils sont en pied, encastés dans un massif de fondation et en tête, assemblés à des poutres de plancher. La longueur de flambement est alors : $l_f = 0,7 l_0$

Avec l_0 : la longueur libre du poteau.

- L'élanement λ est donné par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ avec } i \text{ le rayon de giration donné par la formule : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Où B : la section du béton ;

I : le moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe passant par son centre de gravité. Pour une section carrée, $\lambda = \frac{l_f}{a} \sqrt{12}$

a : côté du poteau.

d. Détermination des armatures longitudinales :

d.1- Calcul de l'excentricité :

Le risque de flambement dû aux efforts de compressions peut se créer. Ceci impose la considération de l'excentricité de l'effort normal appliqué.

Dans le cas de la flexion composée, l'excentricité totale de calcul est :

$$e = e_1 + e_2 + e_3$$

Avec :

e_1 : désigne l'excentricité, de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles,

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,098 \text{ m}$$

e_a : désigne l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales,

$$e_a = \text{Max} \{2 \text{ cm} ; L/250\} = 0,02 \text{ m}$$

e_2 : excentricité dû aux effets du second œuvre, liée à la déformation de la structure

$$\text{soit : } e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\text{Où : } \alpha = 10 \cdot \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right) = 1,67$$

ϕ : Rapport de déformation finale, due au fluage et à la déformation instantanée sous la charge considérée. Ce rapport est généralement pris égal à 2.

Ce qui nous donne $e_2 = 0,015 \text{ m}$

D'où $e = 0,133$ m

d.2- Calcul des aciers

- CALCUL À L'ELU

En suivant l'organigramme de calcul d'une section soumise à la flexion composée à l'Annexe V p.33, déterminons si la section est entièrement ou partiellement comprimée.

Soit

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = 1,023$$

Comme $\psi_1 > 0,81$, alors ,

Avec $\xi = e/h = 0,121$

Soit $\chi = 0,156$

Comme $0 \leq \chi < 0,19$, la section est entièrement comprimée, les aciers inférieurs A_s sont inutiles, les aciers supérieurs A'_s se calculent de la façon suivante :

$$A'_s = \frac{N_{ser} - (1 - \chi) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_s} = -5,64 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma'_s = 348$ MPa,

Comme A'_s est négative, la section de poteau G5 au niveau du sous-sol n'a donc pas besoin d'armatures.

- VÉRIFICATION À L'ELS :

Les sollicitations à considérer sont :

Un effort normal $N_{ser} = 12\,725,25$ KN

Un moment de flexion $M_{ser} = 1295,70$ kNm

➤ **Hypothèse de calcul :**

Ce paragraphe a pour but de vérifier si les contraintes dépassent les limites admissibles.

➤ **Démarche à suivre :**

Pour la vérification d'une section entièrement comprimée, on calcul successivement :

- l'aire de la section homogène :

$$S = b^2 + 15(A_s + A'_s)$$

- La position du centre de gravité résistant situé à une distance x_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$x_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{b}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{b}{2} \right)}{b^2 + 15(A'_s + A_s)}$$

Où d' : distance du centre de gravité des aciers comprimés par rapport à la face supérieure de la section.

- le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b^4}{3} + b^2 \cdot x_G + 15 \left[A'_s \left(\frac{b}{2} - d - x_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{b}{2} + x_G \right)^2 \right]$$

- les contraintes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - x_G) \left(\frac{b}{2} - x_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - x_G) \left(\frac{b}{2} + x_G \right)}{I}$$

On vérifie que :

$$\max \{ \sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}} \} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Tableau 58 : vérification d'une section entièrement comprimée

Poteau	S[m ²]	x _G [cm]	I[cm ⁴]	σ _{sup} [MPa]	σ _{inf} [MPa]	σ̄ _b [MPa]
G5	1,21	0	0,488	12,24	8,5	15

Les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas besoin d'armer le poteau G5.

e. Armatures minimales :

Il faut que la section d'acier longitudinal A mise en œuvre dans le béton de section B respecte les conditions suivantes :

$$\text{Max}(4\text{cm}^2 * u; 0,2\% B) \leq A \leq 5\% B$$

Avec u : périmètre de la section en mètre [u = 2(a+b)]

B : aire du béton

Ici A = 113,43 cm²

Nous avons donc : $\text{Max}(17,6; 24,2\text{cm}^2) \leq A \leq 605\text{cm}^2$

Nous allons ainsi, disposer des armatures **A = A_{min} = 32,17 cm² = 4T32**

f. Armatures transversales :

- Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 10,67 \text{ mm}$$

Prenons $\phi_t = 12 \text{ mm}$

- Leur espacement doit être :

- Zone courante :

$$S_t = \text{Min} \{15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Prenons donc $S_t = 25 \text{ cm}$,

- Zone de recouvrement:

$$l_r = 0,6 \frac{\phi_l \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = 45,93 \text{ cm}$$

Avec $\tau_{su} = 1,35 \cdot f_{t28} = 4,18 \text{ MPa}$

ϕ_l : Diamètre maximal des barres longitudinales.

Prenons trois nappes : $n = 3$ et $l_r = 46 \text{ cm}$

$$S_{t2} = \frac{l_r - 4 \cdot \phi_l}{n - 1} = 17 \text{ cm, prenons } S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

Le plan de ferrailage du poteau G5 au niveau du sous-sol est présenté à l'AnnexeVII p.45.

3.2.6 Calcul des poutres

a. Définition :

Une poutre est un corps dont une dimension est plus grande devant les deux autres, le lieu des centres de gravité des sections perpendiculaires à la grande dimension est la ligne moyenne de la poutre, et cette ligne moyenne est une droite pour les poutres droites.

Ce sont des éléments porteurs sollicités en flexion simple, et sont également les éléments porteurs principaux des planchers et de la toiture. En outre, elles assurent la transmission des charges vers les poteaux.

b. Hypothèses :

On a les hypothèses suivantes :

Béton dosé à 350 Kg de CEMI, $f_{c28} = 25$ MPa

Fissuration peu préjudiciable pour les poutres à l'intérieur du bâtiment

Acier FeE400

Section 30 x 65 cm

Enrobage 3 cm

Nous nous référons aux résultats des courbes enveloppes pour les valeurs des sollicitations et nous allons étudier les poutres les plus sollicitées, c'est-à-dire, celles de la file G du deuxième étage.

Cette dernière comprend trois travées, telles que les travées de rive sont sollicitées en flexion simple, et la travée centrale en flexion composée.

c. Armatures longitudinales :

c.1- Calcul à l'ELU

- En travée :

La section d'armatures choisie doit au moins vérifier la condition de non fragilité :

$$A_{S \min} = 0,23bd (f_{t28}/f_e) = 2,12 \text{ cm}^2, \text{ en travée ou en appui.}$$

Le dimensionnement se fait en suivant l'organigramme de calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple.

Les sections seront doublement armées car nous avons $\mu > \mu_{\lim}$, où :

$$d = 0,9h = 0,585 \text{ m}$$

$$d' = \delta' \cdot d = 0,0585 \text{ m (avec } \delta' \text{ pris égal à } 0,1 \text{ en général).}$$

Les sections d'armatures dans les deux travées sont données par le tableau suivant

Tableau 59 : Section d'armatures longitudinales en travée en cm^2

Travée	M_u (kNm)	μ	Pivot	β_u	A_s (cm^2)	A_s réelle (cm^2)
1	479,51	0,3289	B	0,417	29,86	4T32 (32,17)
3	464,38	0,3185	B	0,398	28,51	6T25 (29,45)

Pour la travée 2, nous disposerons les mêmes armatures que celles des appuis 2 et 3, car elle est comprimée sur la face supérieure.

Et les armatures de montages doivent être au moins égale à $1\% b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$, nous prendrons pour armatures de montage : 3T10 = $2,35 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :

Nous adopterons les mêmes armatures supérieures pour les appuis des trois poutres sauf pour l'appui de rive de la première travée. Pour la travée centrale, les armatures supérieures sont prolongées le long de la travée.

Tableau 60 : Section d'armatures longitudinales aux appuis des poutres en cm²

Appuis	M _u (kNm)	μ	Pivot	A' _s (cm ²)	A' _s réelle (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s réelle (cm ²)
1	423,85	0,2907	B	-	-	25,31	6T25 (29,45)
2, 3, 4	1076,8	0,7386	B	26,27	6T25 (29,45)	64,47	4T40 (75,4)

c.2- Vérification à l'ELS :

Nous allons calculer σ_{bc} en travées et aux appuis et les comparer avec $\bar{\sigma}_{bc}$, telle que :

$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. La contrainte de l'acier σ_s n'est pas à vérifier car la fissuration est peu préjudiciable.

- En travées

Tableau 61 : Calcul des contraintes en travées

Travées	M _{ser} (kNm)	d (cm)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)
1	344,28	58,5	29,45	3,67
3	332,66	58,5	28,99	3,48

- Aux appuis :

Tableau 62 : Calcul des contraintes aux appuis

	M _{ser} (kNm)	d (cm)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)
Appuis 1	277,24	58,5	27,85	2,77
Appuis 2	778,35	58,5	31,50	8,92

D'où, la condition de compression du béton est vérifiée aux appuis et en travées.

c.3- Vérification à l'ELS de déformation des poutres :

Comme pour les poutrelles, nous allons calculer la flèche d'une des travées de rive et la comparer avec la flèche admissible, car la portée des deux de rives est :

$$l = 8,1 \text{ m} > 8 \text{ m.}$$

En suivant la même démarche que pour les poutrelles, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Etudions le cas de la travée 1, avec $A_s = 32,17 \text{ cm}^2$.

Tableau 63 : Flèche de la poutre

Etapes de calcul	Valeurs
$I_0 \text{ [m}^4\text{]}$	0,0142
$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} + d'')^2 + A'_s (\frac{h}{2} + d')^2]$	
$\rho = \frac{A_s}{bd}$	0,0183
$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \frac{bd'}{b})}$	1,15
μ	0,87
$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \text{ [m}^4\text{]}$	0,0078
$f_i \text{ [cm]}$	0,0090
$\Delta_{ft} = 1,2 f_i \text{ [cm]}$	1,079

La flèche admissible pour une poutre de portée $L > 5 \text{ m}$ étant : $\Delta_{fi} \leq 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

Comme $\Delta_{ft} = 1,079 \text{ cm} > f_{adm}$, la déformation de la poutre considérée est donc acceptable pour ne pas endommager les éléments fragiles qu'elle supporte.

c.4- Vérification du béton de l'âme :

La vérification doit se porter au droit des appuis (surtout appuis intermédiaires) et des zones d'application des charges concentrées.

Cependant, l'effort tranchant maximal se trouve au droit de l'appui 2, avec $V_{u \max} = 529,66$ kN, ainsi nous vérifierons que $\tau_u \leq \tau_{\text{lim}}$, avec

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$, et $\tau_{\text{lim}} = \text{Min}(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}) = 3,33$ MPa, pour une fissuration peu préjudiciable.

Nous avons donc : $\tau_u = 3,01$ MPa < $\tau_{\text{lim}} = 3,33$ MPa.

Ainsi, nous pouvons laisser les armatures transversales à 90°.

c.5- Vérification des conditions d'appui :

Les vérifications sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau 64 : Vérification des conditions d'appui

	Vérification des armatures longitudinales	Vérification de la compression du béton
Appuis de rive	$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$ $A_s = 75,4 \text{ cm}^2 > = 15 \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} = 2.V_u / a.b_0 \leq 1,3(f_{cj} / \gamma_b)$ $13,91 \text{ MPa} < 21,66 \text{ MPa}$
Appuis intermédiaires	$A_s \geq \frac{V_u + M_u / (0,9d)}{f_e / \gamma_s}$ $75,4 \text{ cm}^2 > = 74 \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} = 2.V_u / a.b_0 \leq 1,3(f_{cj} / \gamma_b)$ $\sigma_{bc} = 14,12 \text{ MPa} < 21,66 \text{ MPa}$

c.6- Détermination des armatures transversales et répartition :

- Section d'armatures transversales :

$$\theta_t \leq \text{Min}(\theta_t; h/35; b_0/10) = 18 \text{ mm}$$

Prenons $\theta_t = 8 \text{ mm}$

Pour coudre trois files, nous avons un cadre et un épingle $\phi \text{ 8 HA}$ d'où : $A_t = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$.

- L'espacement entre deux cours successifs d'épingle est donné par l'expression :

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_o \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} = 6,58 \text{ cm}$$

Avec $K = 1$ (car : pas de reprise de bétonnage, fissuration peu préjudiciable, flexion simple)

En outre, S_t doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- $S_t \quad \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$
- $S_t \quad \frac{A_t \times f_e \text{ [MPa]}}{0,4 \times b_o} = 50 \text{ cm}$

Prenons : $S_{t0} = 7 \text{ cm}$,

- Répartition des armatures transversales :

Sachant que la poutre supporte des charges concentrées, nous allons maintenir l'espacement S_{t0} jusqu'aux zones d'application des forces concentrées, appliquer la répartition suivant la méthode de Caquot entre ces deux zones et mettre le premier cadre et épingle à 3 cm du nu de l'appui.

Les espacements sur la demi-travée (entre les zones d'application des forces locales) seront présentés dans le tableau suivant :



Tableau 65 : Les espacements sur la demi-travée (entre les zones d'application des forces locales)

S_t [cm]	7	8	9	10	11	13	16
$n = 2,7/2$	2	2	2	2	2	2	2
X [cm]	14	30	48	68	90	116	148

Nous aurons donc en tout **148 cadres** à placer dans chaque travée intermédiaire.

Le plan de ferrailage de la travée G6-G8 est exposé à l'annexe VII p.44.

3.3 Calcul des voiles

3.3.1. Rôles des voiles :

Comme nous avons vu antérieurement, les principaux rôles des voiles sont :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Mais aussi, d'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtel, ...et une protection incendie (coupe-feu).

3.3.2. Démarche à suivre pour le calcul des voiles :

Le calcul d'un voile se déroule selon des trois phases successives suivantes :

- Etude de la répartition des forces horizontales entre les refends ;
- Détermination, pour chaque élément constitutif du refend (linteaux, parties pleines,...), des sollicitations agissant sur chaque section de calcul ;

- Calcul des armatures pour chacun de ces éléments constitutifs.

3.3.3. Etude de la répartition des forces horizontales entre les refends :

a. Détermination des moments d'inertie et du centre de torsion de chaque voile :

Pour le calcul de la répartition des efforts dans chaque voile, nous utiliserons les inerties des voiles réels et les attribuerons aux voiles droits de la structure simplifiée pour le calcul.

Dans la réalité, certains voiles présenteront des ouvertures (ouverture des baies, des portes). L'inertie des voiles devront donc être réduit à son inertie équivalente lors du calcul.

De ce fait l'inertie que nous devrions utiliser devra être l'inertie équivalente des voiles réels.

L'inertie équivalente étant l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis aux mêmes efforts, subit la même flèche que le refend réel (refend avec ouvertures).

Nous allons donc, en premier lieu, définir l'inertie équivalente des voiles réels et déduiront l'inertie équivalente à prendre en compte, correspondant aux voiles modélisés pour le calcul.

b. L'inertie équivalente des voiles à file d'ouvertures :

Nous sommes en présence de voiles à file d'ouvertures, dont pour les voiles (1) et (2) de la figure 14, la largeur d'ouverture est de 80 cm et pour les voiles (3) et (4) l'ouverture est de 1,10 m.

Pour le voile (1) et (3), l'un des deux éléments du refend a une faible inertie. Les formules donnant l'inertie équivalente de ces trois voiles seront alors différentes.

Suivant les dimensions des ouvertures, donc suivant l'importance prise par l'intervention des linteaux dans la stabilité du refend, l'inertie équivalente sera

déterminée par des expressions différentes ; cette intervention des ouvertures est caractérisée par le degré de monolithisme du refend « α », tel que :

$$\alpha = \omega H$$

Où ω est obtenu par le tableau suivant :

Tableau 66 : Caractéristiques des voiles

	Voile (1) et (3) Refend 1 à faible inertie ($I_1 < i$)	Voile (2)
m	$\Omega_1 \cdot y_1 = \Omega_2 y_2$	$\frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$
	$y_1 = GG_1$ $y_2 = GG_2$	$2c = G_1 \cdot G_2$
I	$I_2 + c \cdot m$	$I_1 + I_2 + 2c \cdot m$
ω	$\sqrt{3 \frac{E'}{E} \cdot \frac{I}{mh} \cdot \frac{i}{a^3} \cdot \frac{c}{I_2}}$	$\sqrt{3 \frac{E'}{E} \cdot \frac{I}{I_1 + I_2} \cdot \frac{i}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h}}$
I_e	$\frac{I}{1 + \frac{8mc}{I_2} \cdot \frac{\psi_0(\alpha)}{a^2}}$	$\frac{I}{1 + \frac{16mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0(\alpha)}{a^2}}$

Avec :

H : hauteur du bâtiment (83,8 m)

h : hauteur d'étage (3,5 m)

E : module d'élasticité du refend

E' : module d'élasticité du linteau (E' = E)

I_1 et I_2 : moments d'inertie des parties pleines par rapport à leur propre centre de gravité G_1 et G_2

i : inertie du linteau par rapport à son centre de gravité

I : inertie totale du refend par rapport au centre de gravité général :

m : moment statique du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble :

Ω_1 et Ω_2 : aires des parties pleines

2c : distance entre les centres de gravités des parties pleines

2a : largeur de l'ouverture

Tableau 67 : Inertie équivalente des voiles

	t (m)	h (m)	m	2c (m)	I (m ⁴)	I de l'ensemble (m ⁴)	α	I _e (m ⁴)
Voile (1) Refend 1 Refend 2 linteaux	0,20 0,20 0,20	0,95 9,05 1	0 ,94	5,8 $y_1 =$ 4,925	0,01 4 12,3 5 0,01 7	15,07	55	15,07
Voile (2) Refend1 Refend 2 linteaux	0,20 0,20 0,20	1,15 1,15 1	0 ,25	2,15	0,02 5 0,02 5 0,01 7	0,58	33 0	0,58
Voile (3) Refend 1 Refend 2 linteaux	0,20 0,20 0,20	0,65 6,35 1,30	0 ,48	4,6 $y_1 =$ 3,725	0,00 5 4,27 0,03 7	5,38	89	5,38
Voile (4)	0,20						21 0	0,86

Pour $\alpha \geq 10$: ψ_0 / α^2 devient petit, ainsi, les ouvertures sont de petites dimensions et n'affectent le refend que localement (le refend est monolithique).

D'où $I_e = I$

D'où le moment d'inertie à prendre en compte de chaque voile fictif.

Tableau 68 : moment d'inertie à prendre en compte

	Voile 1	Voile 2	Voile 3	Voile 4	Voile 5	Voile 6
I_x (m ⁴)	2,6244	35,20	37,7	37,7	35,20	2,6244

c. Le centre de torsion des voiles composés :

Le centre de torsion des voiles droits se trouve au centre de gravité du rectangle, mais pour les voiles composés (voiles d'escalier), nous allons le calculer suivant la méthode ci-après, sachant que : $H_{\text{refends}} = 35\% \cdot H$ (avec $H = 7\,150$ kN)

Soit : $H_{\text{refends}} = 2\,502,5$ kN

Avec :

H_{refends} : la résultante des forces horizontales reprise par les refends,

H : la résultante de la force du vent sur le bâtiment.

Principes :

La méthode consiste à déterminer séparément, pour un effort unité V_y parallèle à G_y puis V_x parallèle à G_x , les efforts d'entraînement T de chaque rectangle, projetés sur les deux axes : G_x et G_y et le moment C par rapport à G de ces mêmes efforts (G est le centre de gravité de l'ensemble du voile composé).

Pour un effort V_y parallèle à G_y :

$$T_x = \sum_{i=1}^n (T_i - g_{i-1} \cdot h_i) \sin \varphi_i$$

$$T_y = \sum_{i=1}^n (T_i - g_{i-1} \cdot h_i) \cos \varphi_i$$

$$\text{Avec } T_i = - \frac{V_y \cdot t_i}{I_x} \left[\frac{b_i h_i^2}{2} - \frac{h_i^3 \cos \varphi_i}{12} \right]$$

$$g_i = \sum_{j=1}^i \frac{V_y t_j b_j h_j}{I_x}$$

Où : t_i : épaisseur des voiles

I_x : moment d'inertie d'un voile par rapport à l'axe G_x

b_i et a_i : ordonnée et abscisse du centre de gravité d'un voile par rapport à O

φ_i : angle d'inclinaison du voile i par rapport aux axes principaux Ox et Oy

$$C = - \sum_{i=1}^n b_i (T_i - g_{i-1} h_i) \sin \varphi_i - a_i (T_i - g_{i-1} h_i) \cos \varphi_i$$

La droite support de la résultante est définie par son ordonnée à l'origine - C/T_x et son abscisse à l'origine C/T_y ,

D'où l'équation de la droite support sous la forme :

$$u_1 \cdot x + v_1 \cdot y - 1 = 0 \quad \text{avec} \quad u_1 = \frac{T_y}{C} \quad \text{et} \quad v_1 = - \frac{T_x}{C}$$

En faisant la même chose pour l'effort unité V_x parallèle à G_x , le centre de torsion C est alors le point de concours de ces deux droites ; ses ordonnées sont données

dans le repère Gxy. $x_c = (v_1 - v_2) / (u_2 v_1 - u_1 v_2)$

$$y_c = (u_2 - u_1) / (u_2 v_1 - u_1 v_2)$$

Les calculs sont donnés par les tableaux à l'annexe Vlp.41.

Tableau 69 : Récapitulation des moments d'inertie et du centre de torsion pour chaque voile avec leur longueur fictive pour la même épaisseur de 20 cm :

	Voile 1	Voile 2	Voile 3	Voile 4	Voile 5	Voile 6
I_x	2,624	35,20	37,7	37,7	35,20	2,624
	4					4
I_y	0,003	10,70	54,5	54,5	10,70	0,003
	6					6
h (m)	5,4	12,83	13,13	13,13	12,83	5,4
X_c	1,65	4	22,8	22,8	55,31	52,35
Y_c	5,4	13,21	14,85	14,85	14,10	5,4

d. *Détermination des efforts dans les voiles par la méthode du centre de torsion :*

Nous allons déterminer les efforts dans les voiles, dus à la part de la résultante du vent reprise par le bâtiment, dans le cas où le vent est normal à la grande face car c'est le cas le plus défavorable.

La méthode du centre de torsion consiste à décomposer l'action extérieure en :

- un effort H passant par le centre de torsion C de l'ensemble des éléments de contreventement et provoquant une translation sans rotation ;
- un moment $M = H.e$ de l'effort extérieur H par rapport au centre de torsion et provoquant une rotation sans translation.

D'où :

Les efforts dus à l'action d'une translation sur un voile sont obtenus dans l'axe $Ox'y'$ (axe suivant l'orientation de l'ensemble des voiles par rapport aux axes principaux Oxy) par :

Suivant l'axe $O_i x'_i$

$$F_{x_i} = \frac{H_x}{\sum I_{Y_i}} [I_{Y_i} \cos \varphi_i - I_{XY_i} \sin \varphi_i] + \frac{H_y}{\sum I_{X_i}} [I_{XY_i} \cos \varphi_i - I_{X_i} \sin \varphi_i]$$

Suivant l'axe $O_i y'_i$

$$F_{y_i} = \frac{H_y}{\sum I_{X_i}} [I_{X_i} \cos \varphi_i + I_{XY_i} \sin \varphi_i] + \frac{H_x}{\sum I_{Y_i}} [I_{XY_i} \cos \varphi_i + I_{Y_i} \sin \varphi_i]$$

Où :

$$H_x = 0 \text{ kN}$$

$$H_y = 2\,502,5 \text{ kN}$$

$$\varphi_i : \text{Angle } (O_i x'_i, O_i X_i)$$

I_{xi} , I_{yi} et I_{xyi} sont respectivement les moments d'inertie par rapport aux axes O_iX_i et O_iY_i et le moment produit dans le repère $O_iX_iY_i$ (axes principaux d'inertie où O_i est le centre de torsion de chaque voile (simple ou composé) de contreventement, suivant la figure ci-après :

Les efforts dus à l'action d'une rotation dans un voile sont obtenus par :

$$R_{xi} = \frac{M \cdot r_{xi} \cdot I'_{yi}}{J}$$

$$R_{yi} = \frac{M \cdot r_{yi} \cdot I'_{xi}}{J}$$

Avec : $M = H \cdot e = (x_{Hy} - x_c) \cdot H_y - (y_{Hx} - y_c) \cdot H_x$

I'_{xi} et I'_{yi} sont les inerties principales ;

r_{xi} = distance de C à l'axe $O_iX'_i$ et r_{yi} = distance de C à l'axe $O_iY'_i$

D'où les efforts finals dans chaque voile i (simple ou composé), dirigés suivant ses axes principaux d'inertie $O_iX'_iY'_i$ valent :

$$H'_x = F_{xi} + R_{xi}$$

$$H'_y = F_{yi} + R_{yi}$$

Les calculs sont présentés dans le tableau à l'annexe VI p.41.

Nous obtenons ainsi la répartition des efforts dans chaque voile, dus à la force horizontale perpendiculairement à la grande face du bâtiment :

Tableau 70 : Efforts repris par chaque voile de contreventement

Efforts (kN)	Voile 1	Voile 2	Voile 3	Voile 4	Voile 5	Voile 6
H_{xi}	0,00	0,27	0	0	0,27	0
H_{yi}	40,11	540,63	618,42	618,42	637,76	47,16

Le voile le plus sollicité est donc le voile 5, qui est composé de trois voiles simples. En effet, le centre de torsion n'est pas vraiment au centre du bâtiment et est décalé à une distance se trouvant entre le centre du bâtiment et cette cage

d'escalier. Nous allons déterminer l'effort repris par le voile (1) et (3) de ce voile 5, en supposant que ces derniers servent d'appuis pour le voile (2) (assimilé à une poutre), soumis à l'effort extérieur $H_y = 637,76$ kN, appliqué en son milieu.

Soit : l'effort repris par le voile de rive : **319 kN** ;

Et l'effort repris par le voile intérieur : **319 kN**.

Nous allons donc déterminer les sollicitations dans le voile intérieur sachant qu'il ne comporte pas d'ouverture.

d.1- Calcul des sollicitations

Le voile est sollicité par : un moment d'encastrement M , un effort normal N et la contrainte tangente V , sachant que l'effort tranchant à la base du refend vaut : $V_0 = H_y$ (la valeur de V_0 devrait être réduite à cause de la poussée des terres, mais comme les calculs ont été simplifiés, nous la laisserons à égale à cette valeur).

Nous allons donc étudier la partie du voile la plus sollicitée, c'est à dire au niveau du sous-sol.

En assimilant le voile à une console encastree à la base et soumis à une pression du vent p_0 supposée uniformément répartie sur toute la hauteur, telle que la résultante vaut :

$$H_0 = p_0 Z = H_y$$

$$\text{Nous avons à la base : } M_0 = H_y \cdot H / 2 = 14\,163,6$$

$$V_0 = H_y = 319 \text{ kN}$$

d.2- Combinaisons d'action :

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

$$\text{ELS : } G + Q + 0,77W$$

e. *Justification*

e.1- Vérification de l'élancement mécanique du voile $\lambda \leq 80$:

139

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

Nous avons un mur raidi à l'extrémité et il n'y a de plancher que sur un seul côté.

D'où, le rapport $\frac{l'_f}{l} = 0,85$, nous avons ainsi, donc deux valeurs de l'_f donc de l_f .

Avec $a = 0,20$ m, $c = 7,9$ m (distance entre le nu intérieur du raidisseur et le bord libre),

la longueur b est $b = 2,5c = 19,75$, nous avons $l'_f > b$, d'où les valeurs de l_f et de λ dans le tableau suivant, avec $l_f = b/2$:

Tableau 71 : Valeur de la longueur de flambement et l'élançement des voiles

	$l = 3,5$ m	$l = 5$ m
l'_f (m)	2,975	4,25
l_f (m)	9,9	9,9
λ	$45 < 80$	$56,5$ < 80

e.2- Justification pour les murs non armés :

Si l'effort normal extérieur pondéré $N_{u,}$ sollicitant le mur à l'ELU, est inférieur ou égal à N_{ulim} résistant, équilibré par la section de béton et éventuellement la section d'armatures, il n'est pas nécessaire d'armer le mur, mais seulement les dispositions minimales de ferrailage.

Sinon, nous calculerons ses sections d'armatures.

Pour cela, deux vérifications doivent être faites pour l'armature, l'une au niveau I à mi-hauteur du mur le plus sollicité, et l'autre au niveau II au sommet du mur le plus sollicité.

Nous déterminerons ainsi, la valeur du moment M au niveau I (a la cote $z = 2,5$ m) et au niveau II ($z = 5$ m).

■ Détermination de M dans les niveaux I et II :

Déterminons en premier lieu l'expression de $M(z)$ dans les sections du voile. Ce dernier, assimilé à une console encastrée à la base et soumis à une pression du vent p_0 supposée uniformément répartie sur toute la hauteur, telle que la résultante vaut : $H_0 = p_0 Z = H_y$.

L'effort tranchant est obtenu par : $T = \frac{dM}{dz}$

Le diagramme de T étant linéaire, il s'écrit alors de la forme suivante :

$$T = az + b$$

Suivant les conditions initiales :

$$\text{pour } z = 0 \Rightarrow T = V_0 = H_y$$

$$z = H \Rightarrow T = 0,$$

Connaissant ainsi, a et b, l'expression de T devient : $T = -\frac{V_0}{H}z + V_0$

Nous en déduisons l'expression de $M(z)$, telle que :

$$M(z) = \int T dz$$

$$\text{Soit : } M(z) = -\frac{V_0}{H} \cdot \frac{z^2}{2} + V_0 z + C^{ste}$$

Pour $z = H$, nous avons $M = 0$, d'où l'expression de $M(z)$: $M(z) =$

$$-\frac{V_0}{2H}(z^2 - 2Hz + H^2)$$

Nous obtenons ainsi la valeur du moment aux deux niveaux, notons M_I et M_{II} :

$$M_I = 13\,377,33 \text{ kNm}$$

$$M_{II} = 12\,613,50 \text{ kNm}$$

■ L'effort ultime limite s'obtient par :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec pour $50 < \lambda \leq 80$: $\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0,47$

$B_r = (a-2 \text{ cm}) * d$

d : est la longueur du voile, tel que pour une contrainte uniformément répartie, $d = L = 8,1 \text{ m}$,

A : Section d'armature du voile,

Comme $N_{u \text{ lim}}$ dépend de A , nous allons utiliser la formule simplifiée :

$$N_{u \text{ lim}} (\text{MN}) = v_{\text{lim}} \cdot B_r (\text{m}^2) \cdot f_{c28} (\text{MPa})$$

Où :

v_{lim} est obtenu à partir du tableau à l'annexe VI p.38, en fonction de $l_f/a = 16,3$.

$v_{\text{lim}} = 0,282$, d'où : $N_{u \text{ lim}} = 10 \text{ 280 kN}$

Soit : $\sigma_{u \text{ lim}} = 6 \text{ 345,68 kN/m}^2$

Pour la vérification au niveau I : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}} = 6345,68$

Pour la vérification au niveau II : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha} = 13501,45$

Et la contrainte limite ultime est obtenue par : $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a * d}$

- La valeur des contraintes normales de compression dans le voile s'obtiennent par :

$$\sigma_u = \frac{N_{uv}}{a * d} + \frac{Mv}{I}$$

Où : $v = L/2$ avec L : largeur du voile étudié $L = 8,1 \text{ m}$,

I : le moment d'inertie du voile étudié, $I = 8,86 \text{ m}^4$,

a : l'épaisseur du voile, $a = 0,20 \text{ m}$

N_{uv} : l'effort normal dû aux charges verticales, il comprend :

- Les charges uniformément réparties issues des étages et du plancher au dessus,

- Les charges locales apportées par les poutrelles,

Les valeurs de N_{uv} (à l'ELU) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 72 : Les valeurs de N_{uv} (à l'ELU)

	G [kN]	Q [kN]	N_{up} [kN]	$G_{poutrelle}$ [kN]	$Q_{poutrelle}$ [kN]	$N_{u poutrelle}$ [kN]
Niveau II	5 446,1	884,50	6 330,59	2*124,08	2*120,70	7 027,71
Niveau I	5 680,6 2	974,75	6 655,38			7 352,50

La contrainte σ_u est déterminée en prenant en compte, les contraintes réparties, augmentées des contraintes locales se diffusant uniformément à l'intérieur d'une zone délimitée par deux plans inclinés sur la verticale d'un angle θ , tel que $\tan \theta = 2/3$.

D'où :

Au niveau I : $d = 0,20$ m (base de la poutrelle)

Au niveau II : $d = 0,20 + 2l/3$

Nous obtenons ainsi :

$$\text{Au niveau I : } \sigma_{uI} = 10\,716,46 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{u \text{ lim}}$$

$$\text{Au niveau II : } \sigma_{uII} = 18\,387,54 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{u \text{ lim}}$$

Nous devrions alors armer le voile.

f. Détermination des armatures :

Le dimensionnement se fait à l'ELU, puis vérifié à l'ELS. La fissuration étant préjudiciable.

Les caractéristiques des matériaux sont les mêmes pour les éléments de la superstructure.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- les armatures verticales (armatures de répartition) ;
- les armatures horizontales, parallèles aux faces du mur (armatures principales) ;
- Les armatures transversales.

f.1- Détermination de l'effort normal N_u

Les charges varient le long du mur. Pour le dimensionnement du voile, les calculs s'effectuent alors par bandes de mur en prenant N_u la valeur moyenne dans chaque bande considérée.

La largeur de la bande d est telle que :

$$d < \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_i}{2} = 2,5m \\ \frac{2}{3}l' \end{array} \right.$$

Où l' : zone d'action des contraintes de compression non nulles agissant sur le mur (obtenu par un diagramme de contrainte moyenne dans le voile), avec $l' = 6,7$ m.

Nous prenons donc $d = 1$ m.

Nous obtenons ainsi, la résultante N_u appliquée sur une largeur d au niveau I par : $N_u = \sigma_u \cdot a \cdot d$

Au niveau I : $N_u = 2\,143,3$ kN

Au niveau II : $N_u = 3\,677,51$ kN

Nous déterminerons les armatures du voile à l'aide de l'effort au niveau I.

La zone au niveau du plancher nécessite un freinage, à cause des efforts de compression localisés.

f.2- Calcul des aciers verticaux

En suivant l'organigramme de calcul pratique des murs raidis :

- ρ_v : pourcentage d'armatures pour une bande verticale donnée (fonction de v et de l/a , ce dernier étant égal à 16,3, obtenu par le tableau 10 à l'annexe VI p.38) :

$$\text{Avec } \nu = \frac{N_u}{B_r f_{c28}} = 0,48$$

$$B_r = (a-2 \text{ cm}) * d = 0,18 \text{ m}^2$$

Par interpolation: $\rho_v = 7,9$

- Si A_v est la section des armatures verticales dans la section horizontale de dimension $a*d$, alors :

$$A_v (\text{cm}^2) = \rho_v \cdot B_r (\text{m}^2) \cdot f_{c28} (\text{MPa}) = 35,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_v = 8\text{T}25 = 39,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le pourcentage minimal à prévoir rapporté au volume total de la bande vertical est :

$$\rho_v \approx \frac{A_v}{ad} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(3 \frac{\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

Avec $\theta = 1$ pour voile intermédiaire,

Si $A_{v \text{ min}}$ est la section minimale d'armature, telle que $A_{v \text{ min}} = \rho_{v \text{ min}} * a * d$ (m^2)

La valeur de $\rho_{v \text{ min}}$ est obtenue dans le tableau 6 à l'annexe VI p.38 en fonction de

$$\frac{N_u}{N_{u \text{ lim}}} = 0,21$$

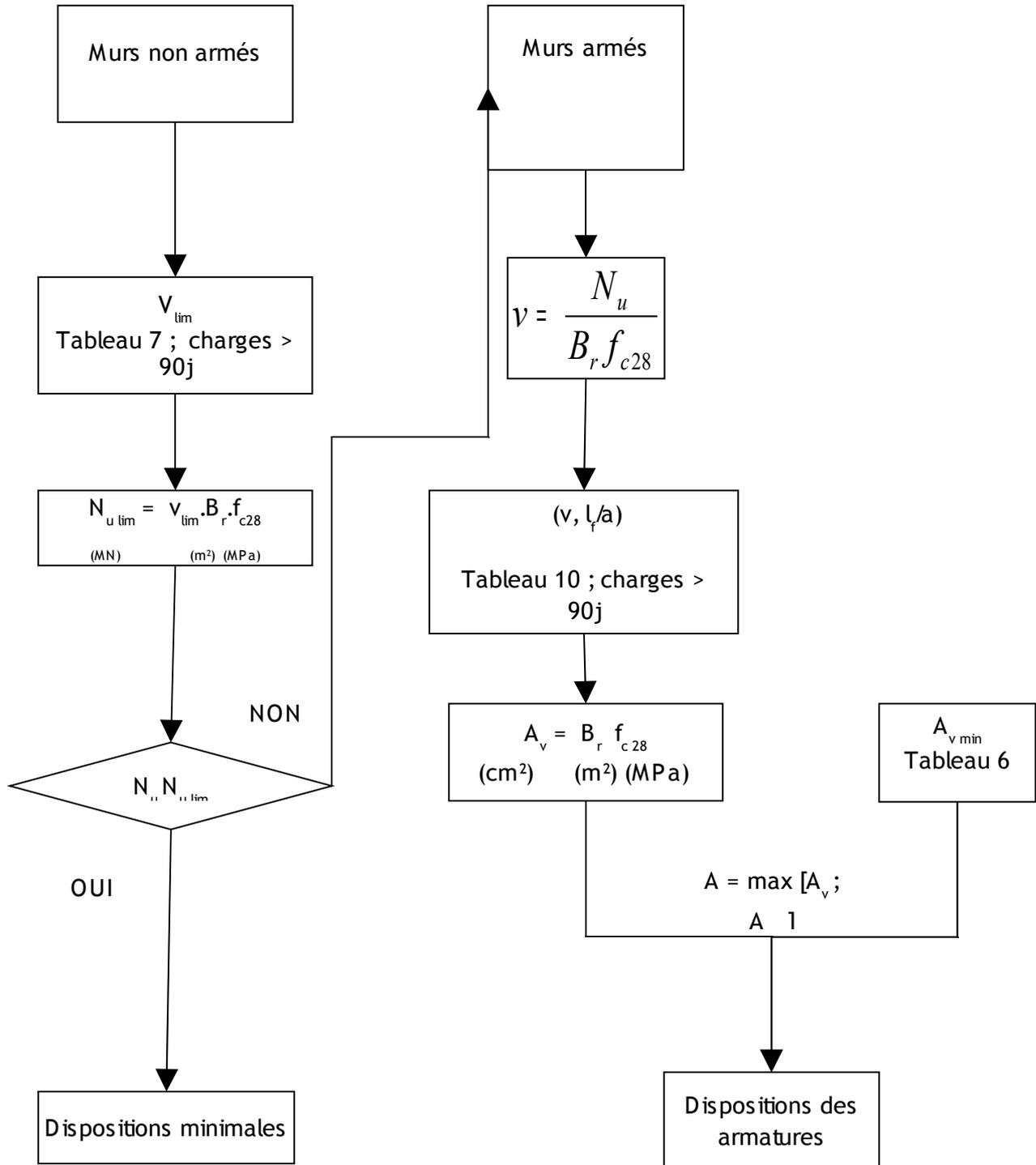
Soit : $\rho_{v \text{ min}} = 0,0010$ pour un mur intermédiaire,

D'où : $A_{v \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2$

La section d'armatures verticale est donc :

$$A_v = 8\text{T}25 = 39,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Figure 16 : Organigramme de calcul pratique des murs raidis



f.3- Les aciers horizontaux :

Ce sont les armatures principales. Le pourcentage minimal ρ_h rapporté au volume total du mur ou de l'élément du mur doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs :

$$\rho_h \approx \frac{A_h}{a \cdot 100} \geq \text{Max} \begin{cases} 0,001 \\ \frac{2}{3} \rho_v \end{cases}$$

Nous prendrons la valeur de $\rho_{h \min}$ dans le tableau 6 à l'annexe VI p.40

$$\rho_{h \min} = 5,3$$

$$\text{d'où } A_{h \min} = \rho_{h \min} \cdot a \cdot 100 = 106 \text{ cm}^2.$$

Prenons alors, pour tout le volume total du mur pour un niveau :

$$A_h = 8T40 + 2T25 = 110,35 \text{ cm}^2.$$

f.4- Vérification sous sollicitations tangentes :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement $\tau_u < 0,05f_{c28}$, avec

$$\tau_u = \frac{V}{0,9 \cdot a \cdot d}$$

Où $V = 319 \text{ kN}$: l'effort tranchant à la base

Or, nous avons : $\tau_u = 1,77 \text{ MPa} > 1,25 = 0,05f_{c28}$.

Il faudrait donc disposer des armatures transversales.

Seuls les aciers verticaux sont pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ doivent être tenus par des armatures transversale, des épingles. Ces derniers seront donc placés dans la zone comprimée du voile à chaque niveau.

Leur calcul se fait alors comme pour les poutres. Ainsi, nous aurons :

Des armatures transversales à 90° car :

- $\tau_u = 1,77 < \tau_{\text{lim}} = 3,33$ MPa, pour les voiles intérieurs (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{avec } \tau_{\text{lim}} = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

- $\tau_u = 1,77 < \tau_{\text{lim}} = 2,5$ MPa, pour les voiles extérieurs (fissuration préjudiciable)

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

Les sections d'armatures A_t s'obtiennent alors par :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9}$$

Où $K = 0$ (car : il y a reprise de bétonnage au niveau de chaque plancher)

Prenons alors : $\theta_t = 6$ mm, et pour coudre deux files, nous avons un épingle ϕ 16

HA, d'où :

$A_t = 4,02$ cm² et nous prendrons : $S_{t0} = 30$ cm, avec un espacement maximal

$S_t \leq 40$ cm.

Le plan de ferrailage du voile est présenté à l'annexe VII p.51.

Chapitre 5 : ETUDE DE LA FONDATION

La fondation est la partie d'un ouvrage en contact et reposant sur un terrain d'assise auquel elle transmet toutes les charges de la superstructure.

Elle constitue alors la partie essentielle de l'ouvrage car de leur bonne conception et réalisation découle la stabilité de l'ouvrage.

Section 1. Rôles de la fondation

La fondation a pour rôles d'assurer :

- La transmission des charges venant de la superstructure au sol de fondation ;
- La stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

En outre, elle doit assurer la stabilité de l'ouvrage, vis-à-vis du tassement, du glissement et du poinçonnement.

Section 2. Choix du type de fondation

Nous allons définir le type de fondation à utiliser suivant les critères suivants.

2.1- Données géotechniques

Le type de fondation dépend de la nature du sol d'assise. Ainsi, analysons les données géotechniques suivantes, issues des sondages effectués par le LNTPB sur le site même.

Il a été fait sept sondages suivant le plan. Mais en général, le sol est constitué par :

- Un Limon Argileux rouge, jusqu'à 6,04 m de profondeur à partir du niveau 0 ;
- De la roche détériorée bariolée sur une profondeur de 11,53 m ;

- De la roche argileuse blanchâtre ou grise jusqu'à au moins 18 m de profondeur.

Le niveau du sol d'ancrage qui est une Roche ne se trouve qu'en dessous de 18 m, au moins.

Ainsi, pour les poteaux de la file A, B, C et D, puis H et J, le niveau d'ancrage varie de 18 à 25 m. Pour autres poteaux centraux, le niveau d'ancrage se situe aux environs de 28 à 32 m.

Nous pouvons en conclure que le sol adapté aux charges issues de la superstructure se trouve à une bonne profondeur, en moyenne de 25 m pour la partie Sud du bâtiment (côté façade principale) et de 28 à 30 m pour la partie Nord. La résistance à la compression de la roche se trouvant à ses profondeurs, obtenue à partir d'un essai sur des carottes, est de 34,6 MPa.

2.2- Equilibre des forces horizontales par les réactions au sol

Entre autre la nature du sol, pour que le système de contreventement puisse être assimilé à une console encastrée à la base, il requiert une fondation adéquate, capable de résister au soulèvement du bâtiment dû au moment de renversement créé par l'effet du vent.

En effet, la fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Le cas échéant, nous sommes en présence d'une répartition triangulaire des contraintes au sol.

De ce fait, une partie de la fondation ne se trouve plus en contact avec le sol, apparaît donc une zone à « suspendre ».

Si le nombre des murs est réduit ou dans le cas de mur pignon avec une charge verticale unité, on est parfois conduit à mobiliser des charges verticales complémentaires, correspondant :

- Soit au poids propre des pieux et du sol, mobilisé suivant l'angle de frottement, (pieux travaillant à l'arrachement) participant ainsi à la stabilité des refends.
- Soit à d'autres parties de la structure par l'intermédiaire des poutres prévues spécialement à cet effet : les parois du sous sol peuvent jouer aussi le rôle des éléments de transfert.

Dans notre cas, il est préférable d'opter pour une fondation profonde, d'une part, pour une raison de sécurité, que le bâtiment soit soumis à un soulèvement ou non. D'autre part, suite à l'hypothèse émise ci-dessus, le sol le mieux adapté aux charges apportées par la superstructure ne se trouve qu'à une grande profondeur.

Ainsi, nous allons adopter une fondation sur pieux forés et ancrés à au moins 18 m de profondeur suivant la coupe géologique du sol. Les pieux seront des pieux isolés :

- sous semelle isolée pour les pieux sous poteaux et ;
- sous semelle continue pour les voiles de contreventement.

L'ensemble sera relié par des longrines.

Section 3. Caractéristiques des matériaux :

3.1- Béton

- Pieux :
 - Béton dosé à 250 kg de CEMI 42,5, non vibré
 - Résistance à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 16 \text{ MPa}$,

- Résistance à la traction à 28 jours d'âge : $f_{t\ 28} = 0,6 + 0,06f_{c\ 28} = 1,56$ MPa
- Les coefficients de sécurité :
 - $\gamma_b = 1,5$ (type de combinaison non accidentelle)
 - $\theta = 1$ (la durée d'application d'action est > 24 heures)

- La résistance de calcul du béton :

$$f_c^* = \frac{\text{Inf}(f_{c\ j}; f_{c\ \text{lim}})}{K_1 K_2}$$

Où $f_{c\ j} = f_{c\ 28} = 16$ MPa,

$f_{c\ \text{lim}}$: Valeur limite dépendant de la technique de la fondation, telle que :

$$f_{c\ \text{lim}} = f_{c\ 28} = 16 \text{ MPa pour les pieux forés,}$$

K_1 : Coefficient tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles des sections, selon le procédé d'exécution adopté.

$$K_1 = 1,2 \text{ pour pieux forés,}$$

K_2 : Coefficient tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation,

$$K_2 = 1,05 \text{ (car nous avons } B/D < 1/20)$$

D'où :

$$f_c^* = \frac{f_{c\ 28}}{1,2 \cdot 1,05} = 12,70 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite de compression :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_c^* = 7,62 \text{ MPa}$$

- Semelle et longrine :
 - Béton dosé à 350 kg de CEMI, vibré
 - Résistance à la compression à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

- Les coefficients de sécurité :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (type de combinaison non accidentelle)}$$

$$\theta = 1 \text{ (la durée d'application d'action est } > 24 \text{ heures)}$$

- La résistance de calcul du béton :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite de compression :

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

3.2 Acier :

- Enrobage $c = 5 \text{ cm}$
- Nuance d'acier : HA FeE400
- Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- Coefficient partiel de sécurité :

$$3.2.1.1. \text{ Pour les pieux : } \gamma_s = 1$$

$$3.2.1.2. \text{ Pour les semelles et longrine : } \gamma_s = 1,15$$

- Contrainte limite en ELS :

$$f_s = 400 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul des aciers à l'ELU

$$f_{sd} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Section 4. Dimensionnement des pieux et semelles

4.1- Moment de renversement

Nous allons ici étudier la stabilité globale de l'ouvrage sous l'effet du vent, ce dernier appliqué à sa grande face.

$$\text{Soit, } G = \sum G_i = 175,30 \text{ kN}$$

$$W = 7,15 \text{ MN}$$

Où

G : Total du poids de l'ouvrage,

G_i : somme de toutes les charges permanentes, issues de la superstructure, transmises par les poteaux et voiles à la fondation (poids de l'ouvrage) ;

Auquel il devrait encore être ajouté la butée des voiles en sous sol si l'ouvrage n'est pas stable.

Nous avons le moment de renversement par rapport à un axe confondu avec le grand côté du bâtiment à la base de l'ouvrage : $M_R = G \cdot 9,30 - 7,15 \cdot 85,3/2 = 325,34 > 0$

Il n'y a donc pas soulèvement, l'ouvrage est stable par rapport à l'effet du vent.

En outre, les pieux ne travaillent pas à l'arrachement (la sollicitation de traction est négligeable dans chaque pieu). Il est donc inutile de calculer le frottement latéral.

4.2- Pré dimensionnement des pieux :

Nous allons définir le diamètre des pieux à partir des critères suivant :

- Le diamètre B d'un pieu doit vérifier la relation : $D/B > 6$

Soit pour la plus faible profondeur, $D = 18 \text{ m}$, $B < 3 \text{ m}$;

- Le diamètre courant pour les pieux varie de 0,40 m à 1,50m ;

- Pour une semelle sur un pieu, la section du pieu doit être beaucoup plus grande que celle du poteau, compte tenu de la charge apportée par la structure et les forces portantes des pieux ;
- Nous allons disposer les pieux de telles sortes que l'on n'ait pas de groupes de pieux, pour ce faire, leur distance entre axe doit vérifier :

$$d \geq 3\phi$$

En effet, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il arrive que la charge limite globale Q_g du groupe de n pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe Q_{ui} considérés comme isolés. En outre, il y a interférence des contraintes induites par chaque pieu.

Suite à ce prédimensionnement, nous nous proposons le plan de fondation à l'annexe IX p.57.

Nous avons adopté trois diamètres de pieux suivant les charges supportées, dont :

- Φ 1 m : sous les poteaux de rives ;
- Φ 1,20 m : sous les cages d'ascenseur centraux ;
- Φ 1,40 m : sous les poteaux centraux ;

Pour le dimensionnement, nous allons nous limiter à l'étude des pieux au niveau du poteau G8, qui est en général le plus chargé après distribution des efforts dans chaque pieu. C'est un pieu isolé sous une semelle et sous un poteau de 90 x 90 cm. Le diamètre du pieu étant de 1 m.

4.3- Capacité portante du sol :

La charge limite d'un pieu est obtenue par :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Où : Q_{pu} : est la charge de pointe limite

Q_{su} : est la charge limite en frottement latéral

Comme nous l'avons vu précédemment, nous n'allons prendre en compte que la résistance de pointe, telle que : $Q_{pu} = S \cdot \rho_p \cdot q_r$

Avec :

S : La surface du pieu = $\pi \cdot B^2/4 = 0,785 \text{ m}^2$

Q_r : La contrainte à la rupture de la roche = 34,6 MPa

ρ_p : Coefficient réducteur de l'effort de pointe, tel que d'après le DTU 13.2 :

$$\rho_p = 0,33 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho_p = 0,5 \text{ à l'ELU}$$

La charge P supportée par chaque pieu doit être inférieure à la capacité portante du sol, telle que : $P_{ELS} = N_{ELS} / 2$ et $P_{ELU} = N_{ELU} / 2$,

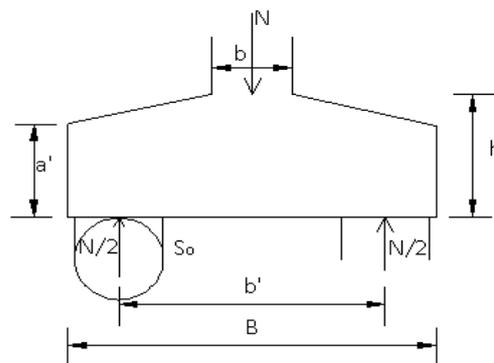
Soit $Q_{u(ELS)} = 8\,963,13 \text{ kN} > P_{els} = 13\,393,76/2 = 6\,696,88 \text{ kN}$

$$Q_{u(ELU)} = 13\,580,5 \text{ kN} > P_{elu} = 18\,196,11/2 = 9\,098,05 \text{ kN}$$

Le diamètre du pieu est donc acceptable.

4.4- Dimensionnement de la semelle de liaison :

Figure 17 : Semelle de liaison



Les semelles de liaison ont des sections à base rectangulaire et jouent le rôle d'intermédiaire entre les poteaux et les pieux. En effet, la différence de la forme du poteau de celle du pieu, la nature différente des bétons utilisés, la méthode différente de réalisation nécessitent la mise en place de cet ouvrage de transition. Pour

plusieurs pieux sous une semelle, cette dernière permet de répartir la charge sur l'ensemble des pieux. Comme pour le cas du radier.

Avec un entre axe : $d = 3\Phi = 3 \text{ m}$, la hauteur de la semelle doit être au moins égale à :

$h \geq d/2$, prenons $h = 1,5 \text{ m}$.

Pour un bon ancrage des armatures longitudinales, il est nécessaire de disposer d'un débord de la semelle de 10 cm environ par rapport aux nus extérieurs des pieux. Si A et B sont les dimensions de la semelle, nous prendrons pour le pieu sous le poteau G8 :

$A = \Phi + 0,20 = 1,20 \text{ m}$

$B = d + \Phi + 0,15 = B = 4,20 \text{ m}$

4.5- Vérification du poinçonnement à la tête du pieu sous la contrainte transmise à la base de la semelle

Nous avons $h = a' + b'$, avec $a' \geq 6 + 6\Phi$

Φ : Diamètre des aciers principaux de traction, si $\Phi = 25 \text{ mm}$

Nous avons : $a' \geq 21 \text{ cm}$, prenons $a' = 1,10 \text{ m}$ et $b' = 0,40 \text{ m}$

Le poids de la semelle étant :

$Q_{\text{sem}} = 4,15 * 1,15 * (1,10 + 0,40/2) * 25 = 155,11 \text{ kN}$

$$\sigma_{\text{sem}} = \frac{Q_{\text{sem}} + P_{\text{ELS}}}{S_{\text{sem}}} = \frac{155,11 + 13393,76}{4,15 * 1,15} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\text{ET } \sigma_{\text{bcadm}} = \frac{f_c^*}{6} = \frac{12,70}{6} = 2,12 \text{ MPa}$$

Il y a poinçonnement en tête des pieux, nous allons augmenter la section du béton.

Prenons $B = 1,20 \text{ m}$,

Soit $d = 3,6 \text{ m}$, $h = 1,8 \text{ m}$,

$$a' = 1,4 \text{ m}, b' = 0,40 \text{ m},$$

$$A = 1,40 \text{ m}, B = 5 \text{ m},$$

$$\sigma_{\text{sem}} = 2,04 \text{ MPa}.$$

4.6- Justification

a) Vérification vis-à-vis de la compression du pieu

Il s'agit de vérifier ici si l'on doit armer le pieu ou non. Pour cela nous allons comparer la Capacité portante du pieu N_{uc} avec la charge totale venant de la superstructure à l'ELU.

La Capacité portante du pieu étant :

$$N_{uc} = \alpha \left[\frac{B_r f_c^*}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right],$$

Où :

α : Coefficient réducteur fonction de l'élanement λ , pour $50 < \lambda \leq 70$,

$$\alpha = \frac{0,85}{0,85 \lambda^2 / 1500}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{4l_f}{B} = 42,2 < 70,$$

On a $l_f = 0,5 \cdot D$ car le pieu est encasté en pied et en tête (pieu sous semelle rigide)

Avec $D = 23 \text{ m}$: la profondeur moyenne d'ancrage en dessous du sous-sol, et $l_f = 11,5 \text{ m}$,

Ainsi, $\alpha = 0,85$

B_r : La section réduite du béton :

$$B_r = \pi \frac{(B - 2cm)^2}{4} = 1,09 \text{ m}^2$$

$$f_c^* = 12,70 \text{ MPa} \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

Pour $A = 0$, nous avons : $N_{uc} = 8\,715,93 \text{ kN}$

Or $P_{\text{elu}} = 18\,196,11/2 = 9\,098,05 \text{ kN}$

D'où, l'effort de compression est supérieur à la capacité portante du pieu, le pieu doit être armé.

b) *Vérification vis-à-vis du tassement*

Le sol d'ancrage est très dur, il ne serait donc pas nécessaire, de vérifier le tassement du sol, dont la valeur sera parfaitement acceptable.

c) *Calcul des armatures des pieux :*

Les pieux sont soumis à un effort normal de compression et un effort horizontal (effort tranchant) transmis par les poteaux. Les moments transmis par ces derniers étant équilibrés par les longrines.

En outre, l'effort tranchant, réparti sur les pieux par l'intermédiaire de la semelle de liaison, est équilibré par le sol en butée, (plus le nombre de pieux sous semelle ou radier général est élevé, moins l'effort tranchant repris par chaque pieu est élevé). Nous pouvons de ce fait, négliger l'effort tranchant, et considérer que les pieux travaillent uniquement en compression centrée.

- *Détermination des armatures longitudinales*

Comme la fissuration est préjudiciable pour la fondation, nous allons la dimensionner à l'ELS.

Les armatures des pieux se calculent comme celles des poteaux en compression simple.

La section B et l'effort normal ultime étant connus, la section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_{els} \geq \frac{\beta P_{els} - B_r \sigma_{bc}}{f_e}$$

Avec

$$\sigma_{bc} = 7,62 \text{ MPa,}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2 = 1,29$$

$$\text{D'où : } A \geq 8,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons : } A = 8T16 = 16,13 \text{ cm}^2$$

- *Vérification des sections d'armatures :*

- Il faut que la section d'acier longitudinal A mise en œuvre dans le béton de section B respecte les conditions suivantes :

$$\text{Max}(4\text{cm}^2 * u; 0,2\% B) \leq A \leq 5\% B$$

Avec u : périmètre de la section en mètre [u = π d],

d : diamètre du pieu,

B : aire du béton,

$$\text{Nous avons donc : } \text{Max}(12,56 ; 15,7 \text{ cm}^2) \leq A \leq 392,5 \text{ cm}^2$$

- Pour une section circulaire, le pieu doit disposer d'au moins 6 barres régulièrement réparties.

- *Armatures transversales :*

- Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Prenons } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- Leur espacement doit être :

Dans les zones courantes :

$$S_t \leq \text{Min} \{15\phi_l ; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$$

Où : a : son diamètre,

$$\text{Prenons } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Dans la zone de recouvrement :

$$l_r = 0,6 \frac{\phi_l \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = 46 \text{ cm}$$

Avec $\tau_{su} = 1,35 \cdot f_{t28} = 2,106 \text{ MPa}$

ϕ_l : Diamètre maximal des barres longitudinales.

Prenons six nappes : $n = 5$ et $l_r = 50 \text{ cm}$

$$S_{t2} = \frac{l_r - 4 \cdot \phi_l}{n - 1} = 11 \text{ cm}$$

Le plan de ferrailage d'un des pieux sous le poteau G8 est présenté en Annexe VII p.30.

Section 5. Calcul de la semelle de liaison

- Les sections d'armatures :

Nous allons utiliser la méthode des bielles comprimées.

Les armatures de la semelle considérée (sur deux pieux et sous un poteau) sont composées des armatures suivantes :

- Des armatures inférieures A_i , obtenues par :

$$A_i = \frac{1,1 \cdot P_u \left(b' - \frac{b}{2}\right)}{4h\sigma_s}$$

Avec :

$P_u = 18\,196,11 \text{ kN}$: (la charge apportée par le poteau) ;

D'où : $A_i = 244,45 \text{ cm}^2$ dans les deux directions.

Prenons : $A_i = 20\text{T}40 = 251,33 \text{ cm}^2$;

- Des armatures supérieures A_s , obtenues par : $A_s = 0,1 \cdot A_i$

Prenons $A_s = 7\text{T}20 = 24,45 \text{ cm}^2$;

- Des armatures transversales, composées de cadres verticaux et horizontaux de faible diamètre (prenons $\Phi_t = 8 \text{ mm}$), et des épingles reliant les armatures de face.

- Conditions de résistance du béton :

A l'ELU, on admet que :

- La contrainte maximale de compression du béton doit être inférieure $0,9 f_{c28}$,

pour cela, il faut que : $a \cdot b \text{ et } 2 \cdot S_0 \geq \frac{P_u}{0,6 \cdot f_{c28}}$

Où a et b : les dimensions du poteau (égales à $0,90 \times 0,90 \text{ m}$)

S_0 : la section du pieu (de 1 m de diamètre) ;

D'où, nous avons : $a \cdot b = 0,81 \text{ m}^2$ et $2 \cdot S_0 = 1,57 \text{ m}^2 \geq \frac{18\,196,11}{15\,000} = 1,21 \text{ m}^2$.

- La contrainte de cisaillement du béton doit être inférieure à $0,1 \cdot f_{c28}$:

Soit : $b_s \leq \frac{P_u}{0,2 \cdot d \cdot f_{c28}} = 2,7 \text{ m}$,

Avec $b_s = 0,45 \text{ m}$ (largeur de la bielle).

D'où, la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée. Les armatures transversales, reliant les armatures A_s et A_i entre elles, ne seront plus suffisantes.

La section d'armatures transversales s'obtient alors par : $A_t = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$

Où T: l'effort tranchant à l'ELU à la base transmis par le poteau : $T = 807,59 \text{ kN}$

$A_t = 23,22 \text{ cm}^2$, telle que pour couder les armatures dans le sens du petit côté de la semelle, nous avons besoin de 1 cadre et de 8 épingles, soit $A_v = 18T16 = 36,19 \text{ cm}^2$.

$A_h = \text{cadre} + 18 \text{ épingles T8 espacées de } 15 \text{ cm}$.

Le plan de ferrailage de la semelle au niveau du poteau G8 est donné à l'annexe VII p.49.

Section 6. Calcul des longrines

Elles ont pour rôles de relier les semelles entre elles dans le sens transversal et longitudinal et d'équilibrer ainsi les moments issus des poteaux.

Elles doivent être ainsi de grande raideur, vu les sections des poteaux et la hauteur des semelles.

Nous adopterons une section rectangulaire de dimensions **40 x 90 cm**.

On suppose qu'ils ne reposent pas directement sur le sol, ainsi, on ramène les calculs aux calculs de flexion simple.

Notons que pour un ouvrage enterré, l'enrobage est de 5 cm. La fissuration étant préjudiciable, les sections d'armatures sont donc le résultat d'un calcul à l'ELS.

Pour ce faire, nous allons étudier la longrine de la file G.

5.1- Les sollicitations

5.1.1- Les efforts dus aux charges verticales :

La longrine n'est soumise qu'à son poids propre et au poids du mur, la charge venant du plancher du sous-sol étant directement transmis au sol.

D'où :

- Poids propre de la longrine : $0,40 \cdot 0,90 \cdot 25 = 9 \text{ kN/m}$
- Poids du mur (en agglos de 20 x 20 x 50 cm en sous-sol) : $2 \cdot 5 = 10 \text{ kN/m}$

Tableau 74 : Sollicitation agissant sur la longrine à l'ELU

Travée	1	2	3	4	
Portée l (m)	5	8,1	2,7	8,1	
Portée fictive l' (m)	5	6,48	2,16	8,1	
G (kN/m)	19	19	9	9	
M_a (kNm)	0	-108,25	-62,17	-57,59	0
V_D (kN)	42,48	110,99	18,52	56,32	-
V_G (kN)	-	85,77	96,77	14,29	42,10
X_0 (m)	1,66	4,33	1,52	4,64	
M_t (kNm)	35,17	131,90	-48,05	72,93	

Tableau 75 : Sollicitation agissant sur la longrine à l'ELS

Travée	1	2	3	4	
Portée l (m)	5	8,1	2,7	8,1	
Portée fictive l' (m)	5	6,48	2,16	8,1	
G (kN/m)	14,875	14,875	4,875	4,875	
M _a (kNm)	0	-80,18	-46,05	-42,66	0
V _D (kN)	31,46	82,22	13,72	41,72	-
V _G (kN)	-	63,54	71,68	10,58	31,18
X ₀ (m)	1,66	4,33	1,52	4,64	
Mt (kNm)	26,05	97,70	-35,59	54,021	

5.1.2. Les efforts transmis par les poteaux :

Suivant les courbes enveloppes des moments :

Tableau 76 : Efforts fléchissants transmis par les poteaux à l'ELS en kNm

Combinaisons	G1	G3	G5	G6	G8
ELU	-	445,01	1 698,23	1 331,35	807,51
ELS	-	354,89	1 295,70	1 037,37	609,76

Les longrines doivent équilibrer les moments suivants :

$$\text{- A gauche : } M_g = \frac{I_g / l_g}{I_d / l_d + I_g / l_g} M \quad (1)$$

$$\text{- A droite : } M_d = \frac{I_d / l_d}{I_d / l_d + I_g / l_g} M \quad (2)$$

Avec : l_g, l_d : respectivement longueur de la longrine de gauche et de droite ;
 I_g, I_d : respectivement moment d'inertie de la longrine de gauche et de droite,
 $I_g = I_d = I$;

M : moment au pied du poteau ;
D'où les moments

Tableau 77 : Moments à droite et à gauche des appuis en kNm

Combinaisons	G1		G3		G5		G6		G8	
	M _g	M _d								
ELU	0	0	-275,16	-69,85	-424,5 6	-1273, 6	-998,5	-32,84	-807,51	0
ELS	0	0	-219,43	-35,45	-323,9 2	-971,7 7	-778,1	-59,34	-609,76	0

A. LES MOMENTS DE CALCUL :

Ils sont obtenus en combinant les moments produits par les charges verticales (poids propre) et les moments transmis par les poteaux.

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant de calcul.

- Moments aux appuis

Tableau 78 : valeurs des moments fléchissant aux appuis en kNm

Combinaison	G1		G3		G5		G6		G8	
	M _g	M _d								
ELU	0	0	-275,16	-178,1	-424,5 6	-1335,8 4	-998,5 1	-90,43	-807,5 1	0
ELS	0	0	-219,43	-115,6	-323,9 2	-1017,8 2	-778,0 3	-102	-609,7 6	0

- Moments en travées

Tableau 79 : valeurs des moments fléchissant en travées

Travées	1	2	3	4
ELU	35,17	131,90	-48,05	72,93
ELS	26,05	97,70	-35,59	54,021

B. LES SECTIONS D'ARMATURES :

Le calcul des armatures est celui d'une section soumise à la flexion simple. La section sera doublement armée. Nous obtenons ainsi, les sections d'armatures ci-après.

- Armatures aux appuis

Le moment à l'appui de rive G1 sera égal au moment de la travée prise comme isostatique multiplié par 0,30 (du fait de leur fort encastrement avec les poutres).

$$M_0 = \frac{pl^2}{8},$$

Soit à l'ELS : $0,30 M_0 = 0,30 \times 59,37 = 17,811 \text{ kNm}$

A l'ELU : $0,30 M_0 = 26,72 \text{ kNm}$

Les armatures minimales sont les mêmes que pour les poutres : $A_{\min} = 2,12 \text{ cm}^2$.

Notons qu' e_H doit vérifier les conditions suivantes, pour le choix des armatures :

- $e_H \geq e_h + \Phi$

Où : $e_h \geq \max \{ \phi ; 37,5 \text{ mm} \}$

- $e_H \leq 4 \cdot \Phi$ (pour les poutres dont le diamètre des armatures est $> 20 \text{ mm}$).

Tableau 80 : Résultats de calcul des armatures aux appuis à l'ELS

Appuis	M_{ser} (kNm)	A_s' (cm ²)	A_s' réelle (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
G1	17,811	-	-	3,92	4T12 = 4,52
G3	219,43	-	-	15,72	8T16 = 16,13
G5	1017,82	38,89	5T32 (40,21)	71,57	6T40 = 75,4
G6	778,1	18,05	4T25 (19,63)	55,93	2T25 + 4T40 = 60,09
G8	609,76	3,42	4T12 = 4,52	44,94	6T32 = 48,25

- Armatures en travée

Les armatures de la travée 3 est supérieure puisqu'elle est comprimée dans la partie inférieure.

Tableau 81 : Résultats de calcul des armatures en travée à l'ELS

Travées	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
2	97,70	7	2,12	4T16 = 8,04
3	35,59	3,91	2,12	4T12 = 4,52
1 et 4	54,021	3,91	2,12	4T10 = 3,14

Les armatures de montages sont alors : $A \geq 1\% b.h = 3,6 \text{ cm}^2$, prenons $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

➤ Vérification des conditions d'appui

En se référant aux calculs des planchers, les vérifications nécessaires sont récapitulées dans le tableau suivant.

Nous allons considérer les efforts maximaux pour les appuis de rive et intermédiaire.

Tableau 82 : les efforts maximaux pour les appuis de rive et intermédiaire

	V_u (kN)	M_u (kNm)	Vérification des armatures longitudinales	Vérification de la compression du béton
Appuis de rive	42,48	-	$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,77 \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} = 2.V_u / a.b_0 \leq 1,3(f_{cj} / \gamma_b)$ $0,30 \text{ MPa} < 21,67 \text{ MPa}$
Appuis intermédiaires	110,99	1335,84	$A_s \geq \frac{V_u + M_u / (0,9d)}{f_e / \gamma_s}$ $A_s = 75,4 \text{ cm}^2 > 55,84 \text{ cm}^2$	$\sigma_{bc} = 2.V_u / a.b_0 \leq 1,3(f_{cj} / \gamma_b)$ $0,76 \text{ MPa} < 21,67 \text{ MPa}$

Avec : $a = \min \{a' ; 0,9d\}$

Les poutres sont posées sur les poteaux de largeur 110 cm et $C_t = 5\text{ cm}$; $0,9d = 72,9\text{ cm}$,

D'où $a = 72,9\text{ cm}$

➤ **Vérification des armatures d'âmes**

Sachant qu'en fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{u\text{lim}} = \min \{0,15 f_{c28} / \sigma_b ; 4\text{MPa}\} = 2,50\text{MPa}$$

Nous avons, pour l'effort tranchant maximal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \cdot 10^{-3} = 0,34\text{ MPa} < 2,50\text{ MPa} ; \text{ les armatures sont vérifiées à } 90^\circ.$$

Détermination des armatures transversales et répartition :

- Section d'armatures transversales :

$$\text{Le diamètre } \Phi_t \text{ doit être : } \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right\} = \left\{ \frac{900}{35} ; \frac{400}{10} ; 40 \right\} = 25\text{ mm},$$

Prenons : $\Phi_t = 8\text{ mm}$

Pour les appuis G5 et G6, nous aurons un **cadre et un épingle** $\phi 8\text{ HA}$, d'où : $A_t = 0,848\text{ cm}^2$

Dont l'espacement S_{t0} entre deux cours successifs sera pris égal à 40 cm, ($S_t \leq 58,71\text{ cm}$)

Répartition des armatures transversales :

Déterminons la répartition des armatures transversales de la travée de rive G6-G8 de portée 8,1 m, par la méthode de Caquot.

Les espacements sur la demi-travée seront présentés dans le tableau suivant :

Tableau 83 : Les espacements sur la demi-travée



S_t [cm]	$S_{t0}/2$	25	35	60
n	1	5	6	1
X [cm]	20	145	355	620

Nous aurons donc en tout **50 cadres et épingles** à placer dans cette travée de rive.

➤ Vérification des armatures de peau

Pour éviter les fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, et pour les poutres de grande hauteur, il convient de mettre des armatures de peau, disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres. Leur section est d'au moins 5 cm² par mètre de longueur du parement mesurée perpendiculairement à leur direction.

Une poutre est considérée comme étant de grande hauteur lorsque la hauteur h, de son âme vérifie la condition suivante :

$$h \geq 2 \left(80 - \frac{f_e}{10} \right) = 80\text{cm}$$

h étant égale à 90cm, et la section l'armatures de peau vaut dans notre cas :

$$3 \text{ cm}^2 \times (0,40+0,90) \times 2 = 7,8 \text{ cm}^2$$

Prenons : **4T16 = 8,04 cm²**.

Le plan de ferrailage est présenté à l'annexeVII p.48

Chapitre 6: SECOND OEUVRE

Section 1. Adduction d'eau potable de l'immeuble :

L'adduction d'eau potable dans l'immeuble consiste à ramener de l'eau à partir d'un réseau de distribution de la JIRAMA en passant par les dimensionnements des conduites à mettre sur place pour arriver jusqu'au branchement chez l'utilisateur (c'est à dire dans les chambres).

Mais avant tout, il nous faudrait savoir toutes les dimensions des différentes canalisations en eau qui alimentent l'immeuble. En réalité, il existe 3 types de conduites:

- La conduite principale ou le branchement général de la nouvelle construction. C'est le distributeur en eau JIRAMA qui l'assure.
- Les conduites primaires qui desservent chaque niveau.
- Les conduites secondaires qui distribuent les différents appareils existants.

1.1 Canalisation primaire :

1.1.1 Le débit brut :

Le calcul des installations d'alimentation pour chaque niveau nécessite la connaissance des débits minimaux des appareils pris individuellement.

Tableau 84 : débits minimaux des appareils pris individuellement

Désignations des appareils	Débit de base en (l/s)
Baignoire	0.40
Lavabo	0.20
Evier	0.20
WC et urinoir	0.12
Bouche d'incendie	5
douche	0.40

1.1.2 Les débits probables:

Les débits réels à prévoir ou débits probables Q_p servant de base de calcul du diamètre d'une canalisation est obtenue en multipliant la somme des débits des appareils par le coefficient de simultanéité K .

La vitesse d'écoulement d'eau à prendre en compte pour le calcul des diamètres des conduites est de 1.5 m/s pour éviter les coups de bélier, sachant que cette valeur varie de 0.6 m/s à 1.7 m/s.

En lisant l'abaque selon la norme DUT 60 .11 à l'annexe VIII p.52, « K » a pour valeur 0.28. Remarquons que K est fonction du nombre d'appareil utilisé.

Nous résumons dans le tableau ci-après, le dimensionnement des canalisations.

Tableau 85 : le dimensionnement des canalisations

Niveau	Désignations	Nbre d'appareils/étage	Débits de base en (l/s)		K	Q_p (l/s)	Diamètre en mm
			par robinet	Cumulé			
Rdc	WC et urinoir	4	0,12	0,48	0,28	0,7504	26
	lavabo	6	0,2	1,2			
	Evier	5	0,2	1			
	Bouche d'incendie		5	0			
1° à 5° Etage	WC et urinoir	18	0,12	2,16	0,28	4,6368	60
	lavabo	18	0,2	3,6			
	évier	18	0,2	3,6			
	Baignoire	18	0,4	7,2			
6° Etage et plus	WC	18	0,12	2,16	0,28	6,6528	70
	lavabo	18	0,2	3,6			
	Douche	18	0,4	7,2			
	Baignoire	18	0,4	7,2			

1.2 Canalisations secondaires :

Elles regroupent les branchements des appareils sanitaires. Le tableau ci-dessous indique les diamètres d'alimentations de chaque appareil.

Tableau 86 : diamètres d'alimentations de chaque appareil

Désignations des appareils	Débit de base en (l/s)	Diamètre en (mm)
Baignoire	0.40	20
Lavabo	0.20	12
Evier	0.20	12
WC et urinoir	0.12	10
Bouche d'incendie	5	60
douche	0.40	20

1.3 - Bouche d'incendie et tuyauterie:

A proximité de chaque cage d'escalier on dispose d'une bouche d'incendie à chaque niveau. Son alimentation est prise en compte avec les autres installations pour mieux gérer l'installation et l'adduction d'eau potable de l'immeuble. Chaque robinet sera armé en permanence de tuyau de long terminé par une lance. Ainsi, pour satisfaire ces différentes conditions, nous allons utiliser des tuyaux en acers galvanisés de 80 mm de diamètre.

Section 2. Assainissement

Par définition, l'assainissement a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées, ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

En effet, il existe trois types de fluide qu'on devra évacuer :

- Les eaux ménagères, dites eaux usées. Ce sont toutes les eaux émanant des appareils sanitaires tels que lavabos, douches, et baignoires. Elles comportent également les eaux d'évacuations des locaux de services (les cuisines...).
- Les eaux vannes (E.V). On les appelle aussi les eaux d'évacuation de WC.
- Les eaux pluviales (E.P). Elles ne concernent que l'évacuation des eaux de ruissellement des toitures- terrasses.

2.1 Réseau d'évacuation intérieure :

Le réseau intéresse les évacuations des eaux domestiques telles que les eaux usées, les eaux vannes. Il est composé successivement de tuyauteries collectrices d'appareils et les tuyauteries de chute ou descentes d'eaux domestiques.

On procède de manière à voir d'abord le matériau utilisé et puis leurs diamètres respectifs.

a) Choix des matériaux utilisés :

Selon le DTU 60.33 ; le tube PVC est le matériau le plus convenable pour un tel réseau. En effet, il est résistant contre la corrosion, l'abrasion et le tenu de choc. De plus, on tient compte aussi de la mise en œuvre rapide et du moindre coût de ce dernier.

b) Tuyauteries collecteurs d'appareils :

Les diamètres des tuyauteries se lisent dans le tableau suivant selon la norme AFNOR DTU P40-202.

Tableau 87 : Les diamètres des tuyauteries

Niveau	Désignations	Diamètre [mm]
Rdc	WC et urinoir	100
	lavabo	30
	Evier	30
1° à 5° Etage	WC et urinoir	100
	lavabo	30
	évier	30
	Baignoire	60

6° Etage et plus	WC et urinoir	100
	lavabo	30
	Douche	60
	évier	30
	Baignoire	60

c) Tuyauteries de chute d'eau domestique :

Dans cette rubrique, on adoptera un réseau à système séparatif. C'est-à-dire que les eaux usées et eaux de vannes sont évacuées séparément. Ils sont alors conduits indépendamment tout au long de leur parcours jusqu'au branchement à l'égout et sont réunis au réseau public.

Tableau 88 : Diamètre de canalisation suivant les débits

Niveau	Désignations	Débits de base en (l/s) (par appareil)	K	Q _p (l/s)	Diamètre en mm
Rdc	lavabo	0.75	0.35	0.875	70
	Evier	0.75			
1° à 5° Etage	lavabo	0.75	0.30	1.110	70
	évier	0.75			
	Baignoire	1.20			
6° Etage et plus	lavabo	0.75	0.28	1.372	80
	Douche	1.20			
	Baignoire	1.20			

Le principe de calcul pour la recherche du diamètre principe que la recherche du diamètre de l'alimentation mais seulement ici la formule de Bazin est utilisée résumé dans un tableau dans le livre de D.DIDIER, M. Le BRAZIDEC, P NATAF, J.THIESSET - précis du bâtiment- Conception- Mise en œuvre- Normalisation_ Paris AFNOR, NATHAN 1991.

Cependant, pour toute la chute on prendra la valeur du PVC 80.

d) Tuyauterie des eaux vannes :

Comme précédemment, les tuyauteries des eaux vannes sont calculées de la même manière. On a alors un diamètre de Ø 100.

Remarquons que les chutes d'eaux domestiques seront prolongées en ventilations primaires. Ce sont des tubes prolongeant les tuyaux de chute en les mettant en communication avec l'extérieur au niveau de la toiture. C'est un dispositif qui est indispensable pour empêcher les mauvaises odeurs de se répandre dans l'immeuble.

e) Fosse septique :

Les eaux usées, plus particulièrement les affluents des WC doivent subir un traitement avant son évacuation vers le réseau. Comme le réseau d'Antananarivo est un système d'évacuation unitaire (« tout à l'égout »), alors tous les fluides à évacuer provenant de la nouvelle construction : eau vanne, eau pluviale, eau usée sont acceptés.

Fonctionnement de la fosse septique :

En premier phase, il y a la fermentation septique qui consiste à la destruction de la matière albuminoïde dans les eaux de vannes grâce à des colonies microbiennes anaérobies.

Les colonies microbiennes aérobies transforment les matières organiques dissoutes en nitrates et nitrites.

Par conséquent, une fosse septique comprend deux compartiment dont :

- La fosse pour la décantation
- L'épurateur

e.1 Choix et dimensionnement:

Nous allons choisir des fosses septiques en béton armé qui paraissent plus avantageux que les fosses septiques de Makiplast.

Le volume de la fosse septique doit être fixé règlementairement de 250 l/usager. Pour cela on placera 2 fosses septiques en béton armé.

Pour chaque fosse, on estime le nombre des usagers à 70 personnes.

Le volume $V = 250 * 70 = 17500$ litres

Un compartiment de chute estimé à $2/3$ du volume V , tel que

$V_1 = 2/3 * V = 11\ 700$ litres

Un compartiment de décantation

$V_2 = 1/3 * V = 5800$ litres

Fixons la profondeur et la largeur de la fosse respectivement à $h = 2.00$ m et $l = 2.00$ m.

D'où la longueur L pour les compartiments est :

$L_1 = 2.95$ m

$L_2 = 1.45$ m

Avec L_1 est la longueur pour le compartiment de chute et L_2 est la longueur pour le compartiment de décantation.

e.2 L'épurateur :

Comme son nom l'indique il sert à épurer l'eau domestique à l'aide des colonies microbiennes anaérobiques.

f) Dimensionnement de l'épurateur :

La surface du lit bactérien S en m^2 pour un nombre d'utilisateur (N) est donnée par la formule :

$$S = \frac{N}{10 * H^2}$$

Avec H est la hauteur de l'épurateur en mètre

Telle que $H = 1.80 \text{ m}$

On a $S = 2.16 \text{ m}^2$

La largeur de l'épurateur = 1.10 m

La longueur de l'épurateur = 2 m

Ainsi chaque épurateur a les dimensions suivantes $L = 2 \text{ m}$, $l = 1.10 \text{ m}$ et $h = 1.80 \text{ m}$.

2.2 Réseaux d'évacuation extérieure :

a) Les tuyauteries de descente d'eau pluviale :

Le choix des matériaux utilisés se porte sur le PVC grâce aux multiples avantages suscités.

Pour évaluer le diamètre des tuyaux, on suivra les démarches suivantes :

- Evaluer les débits par la méthode rationnelle.
- Rechercher le diamètre des conduites.

Ainsi, en évaluant les débits par la méthode rationnelle qui est :

$$Q = C \times i \times A$$

Avec C : coefficient de ruissellement égale à 1.00 pour une toiture étanche.

A : la surface de toiture desservie

I : débit de base par mètre carrée de projection horizontale de la toiture qui est égale à 0.50 l/s/m^2 .

Puis on prendra

$$Q = V \times N \times \varnothing^2 \times \pi / 4$$

Avec V : vitesse de l'eau dans la conduite considérée égale à 1.

N : Nombre de descente d'eau

Le tableau suivant illustre les valeurs de Q et du diamètre de la conduite.

Tableau 89 : les valeurs de Q et du diamètre de la conduite

Descentes d'eau N°	Surface en plan de la toiture	Le débit Q en (l/s)	Diamètre des tuyaux en
--------------------	-------------------------------	---------------------	------------------------

	(m ²)		(mm)
1	11.13	0.55	70
2	11.13	0.55	70
3	37.53	1.87	120
4	100.52	5.026	200
5	86.40	4.32	180
6	75.6	3.78	170
7	11.13	0.55	70
8	11.13	0.55	70
9	37.53	1.87	120
10	100.52	5.026	200
11	86.40	4.32	180
12	75.6	3.78	170

Dans le cas défavorable le diamètre le plus grand est de 200 mm. Ce choix portera sur le plan esthétique de l'immeuble.

b) Les collecteurs d'eaux:

Au pied de chaque descente d'eau, des regards en béton de section 40 x 40 cm² seront déposés.

Ils sont équipés de couvercles scellés au mortier de ciment. C'est à partir de ces regards que font le raccord avec le réseau urbain.

Le débit évacuer pour chaque descente est obtenu en utilisant le débit de base de précipitation par unité de surface égale à 3l/mn/m² ou 0.05l/s/m².

En prenant un coefficient de frottement égal à 0.6, une section d'écoulement d'une hauteur de 0.7D, une pente d'évacuation de 2 cm /m, le tableau ci-dessous donne le diamètre des buses des canalisations reliant les regards d'eaux pluviales et le collecteur d'après la formule de BAZIN.

Tableau 90 : Diamètre des buses

Regards N°	Débits à évacuer (l/s)	Diamètre des buses (mm)
1	0.55	70
2	0.55	70
3	1.87	120
4	5.026	200
5	4.32	180
6	3.78	170
7	0.55	70

8	0.55	70
9	1.87	120
10	5.026	200
11	4.32	180
12	3.78	170

Ainsi, on utilisera des buses de diamètre 200 mm pour mieux évacuer les eaux usées.

Section 3. Eclairage

L'étude de l'installation d'éclairage consiste à déterminer le nombre de luminaires nécessaire pour une pièce, suivant le niveau d'éclairement requis, le type d'appareil choisi et les caractéristiques du local.

Nous allons suivre les étapes suivantes afin de déterminer le nombre de lampes nécessaires pour chaque local de l'hôtel.

A) NIVEAU D'ÉCLAIREMENT DE QUELQUES PIÈCES

Tableau 91 : Niveau d'éclairage

Type de local	Eclairage nominal E (lux)
Hall d'entrée	500
Chambres et annexes	300
Salles de restaurant...	300
Circulation (couloirs et escaliers...)	200
Bureaux	750
Cuisines	300

B) CHOIX DU TYPE D'APPAREIL

Il y a plusieurs systèmes d'éclairage suivant leur mode de diffusion, citons : le système direct, indirect, semi- direct et encastré. Nous allons opter pour un système direct, c'est-à-dire que toute la lumière est directement diffusée dans le local.

C) INDICE DU LOCAL K

Il dépend du système d'éclairage et de la dimension de la pièce. il est donné par la formule suivante pour un système direct :

$$K = \frac{a \times b}{h \times (a + b)}$$

Où

a: longueur de la salle

b : largeur de la pièce

h : hauteur utile séparant la source lumineuse du plan utile avec $h = H - H'$

H est la hauteur sous plafond ;

H' est la hauteur de suspension de la lumière

L'inter distance maximale entre deux (2) lumière est de $t = 1,50h$

d) *Le choix de la source de la lumière*

Nous allons choisir : le type fluorescent.

Avantage :

- Exploitation économique ;
- Permet de réaliser des éclairagements élevés ;
- Possibilité de choisir la teinte la mieux adaptée en mettant en valeur le rendu des couleurs.

Le rendement et la classe lumineuse : donne un rendement $\eta = 0,48$ et de classe H

Longueur du tube = 120cm, puissance = 40watts

e) *Teintes :*

Pour le point commun des pièces :

- plafond de couleur blanc
- mur de couleur claire.

f) *Le facteur de réflexion :*

- plafond : 70%
- mur : 50%

g) *Le rapport de suspension (J)*

$$J = \frac{H-h}{H}$$

H : hauteur de sous plafond

h : Hauteur utile.

J dépend de l'usage de la salle, comme exemple, pour les salles de conférence de H = 5 m:

$$J = \frac{5-3,15}{5} = 0,37$$

Prenons J = 1/3

Et pour les locaux techniques, $J = 0$.

H) FACTEUR D'UTILISATION U

Connaissant l'indice du local K , on trouve sur le tableau correspondant au luminaire choisi à l'annexe VIII p.52, et en fonction des facteurs de réflexion du plafond et des murs, le facteur d'utilisation à appliquer.

I) FACTEUR DE DEPRECIATION

C'est un facteur lié à la baisse d'efficacité due à la perte par empoussièremement des lampes, et due à la perte suite à la baisse du flux lumineux au cours de leur vie. Sa valeur moyenne est de $d = 1,3$.

J) FLUX TOTAL DES LAMPES À INSTALLER

Le flux lumineux d'une pièce est donné par la formule suivante

$$F = \frac{E \times S \times d}{n \times U} \text{ [lumen]}$$

E : le niveau d'éclairement d'une pièce considérée en [le lux]

S : surface utile $S = a \times b$ en [m^2]

d : facteur de dépréciation

n : rendement

U : facteur d'utilisation.

Le nombre de lampe nécessaire est alors obtenu en divisant le flux total au flux de chaque lumière.

Tableau 92 : récapitulatif du nombre de lampes nécessaires par local

Type de locaux	b (m)	a (m)	h (m)	S (m2)	K	E (lux)	U	F totale	F (lumen) lampes	nombre de lampes	nombre de pièces	nombre total de lampes
Chambres	8,1	4,2	3,5	34,02	0,88	300	0,5	55 282,50	4800	12	210	2520
suites	21,15	10,8	4,5	228,42	2,27	300	0,736	252 162,02	4800	53	62	3286
Salle de restaurant	27,9	8,1	5	225,99	1,99	300	0,72	255 023,44	5000	51	4	204
couloirs	50,7	2,7	3,5	136,89	0,81	200	0,48	154 476,56	3000	51	24	1224
Salle de conférence	16,8	8,1	5	136,08	1,73	750	0,68	406 488,97	4800	84	6	504
Cuisines	30,3	16,8	5	509,04	3,43	300	0,83	498 307,23	5000	100	1	100
bureaux	8,1	5,55	5	44,955	1,05	750	0,5	182 629,69	4800	38	4	152
salle des employés	21,3	10,8	3,5	230,04	2,28	300	0,75	249 210,00	4000	62	3	186
boutiques	22,8	8,1	5	184,68	1,90	500	0,7	357 267,86	4000	90	2	180
local technique	8,4	13,1	2,3	110,04	1,62	500	0,67	222 406,72	5000	45	16	720
Hall d'entrée	27,9	25,2	10	703,08	1,47	500	0,624	1 525 781,25	8000	191	1	191



PARTIE IV

**ETUDES FINANCIERES ET ETUDES
D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL**

CHAPITRE I DEVIS DESCRIPTIFS DES TRAVAUX

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

Les travaux seront exécutés conformément aux différentes qualités précisées dans ce document.

Tableau 93 : Devis descriptif

N° prix	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
1- INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
1-01	INSTALLATION DE CHANTIER		Fft
	-Amenée et montage des matériels, amenée du personnel sur le site -Baraquement et accessoires (logement gardien, magasin de stockage, bureau de chantier,...) -Clôture de chantier en matériaux locaux légers -Branchement provisoire	Chantier	
1-02	REPLI DE CHANTIER		Fft
	-Repli des matériels et petits outillages -Nettoyage général du chantier -Remise en état des lieux	Chantier	
2- TERRASSEMENT			
2-01	DECAPAGE ET NETTOYAGE DU SOL		m²
	Décapage et nettoyage du sol y compris enlèvement des monticules, déchets et autres	Toute la surface à bâtir jusqu'à la limite de la	

	ordures, désouchage des arbres existants et mise en dépôt dans un lieu agréé quelle que soit la distance et toutes sujétions.	propriété	
2-02	FORAGE DES PIEUX		m ³
	Forage des pieux à la boue, y compris blindage et toutes sujétions	Au droit des fondations et ouvrages d'assainissements	
2-03	FOUILLE EN EXCAVATION		m ³
	Fouille en excavation avec jet de pelle sur berge, y compris dressement et blindages des parois, mise à niveau des fonds.	Au droit des fondations et ouvrages d'assainissements	
N° prix	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
2-04	REMBLAI		m ³
	Remblai de terre ou gravois avec reprise de terre, y compris transport de terre jusqu'à pied d'œuvre, épandage et compactage par couche de 0,20 m maximum, arrosage, réglage et toutes sujétions.	Remblai après mise en œuvre de fondations, canalisations d'assainissement	
2-05	EVACUATION DES TERRES EXCEDENTAIRES		m ³
	Evacuation des terres excédentaires vers un lieu agréé quelle que soit la distance et toutes sujétions	Terre excédentaire après mise en œuvre de la fondation, des ouvrages d'assainissement	
3- OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE			
3-01	BETON DOSE A 200kg		m ³
	Fourniture et mise en œuvre du béton ordinaire dosé à 200 Kg de CEM I 42,5, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	Béton de propreté, 5 cm d'épaisseur, sous fondations, sous regard, sous radier, sous fosse septique	
3-02	BETON A ARMER DOSE A 350kg		m ³
	Fourniture et mise en œuvre du béton	Semelles, radier,	

	armé dosé à 350 kg de CEM 42,5 coulé entre coffrage, y compris pervibration et toutes sujétions	longrines, amorce poteaux	
3-03	BETON DOSE A 250kg		m ³
3-04	COFFRAGE EN BOIS		m ²
	Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical en bois ordinaire, y compris étaielement, buttage et toutes sujétions.	Semelles radier, longrines, amorces poteaux	
3-05	ARMATURE DE BETON		kg
	Fourniture et mise en œuvre d'armature à haute adhérence, tout diamètre, y compris coupe, façonnage, montage pour ligature en fil de fer recuit et toutes sujétions.	Semelles, radier, pieux, longrines, amorces poteaux	
3-05	DALLAGE		m ²
	Dallage comprenant: - Fourniture et mise en œuvre de couche de forme en sable de 5 cm d'épaisseur, y compris compactage, réglage et toutes sujétions. - Fourniture et mise en œuvre hérissonnage de 20cm d'épaisseur en tout venant, y compris compactage, réglage et toutes sujétions - Fourniture et mise en œuvre de béton de forme dosé à 300kg de CEM I 42,5 de 8cm d'épaisseur, coulé à même le sol, y compris pilonnage, dressage de la surface horizontale et toutes sujétions.	Dallage	
4- OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE			

4-01	BETON A ARMER DOSE A 350kg		m ³
	Fourniture et mise en œuvre de béton armé dosé à 350kg de CEM II 42,5 ; coulé entre coffrage, y compris pervibration et toutes sujétions de fournitures et de mise en œuvre.	Poteaux, poutres, chaînages, linteaux, chéneau, escalier, chaînages rampants, voiles, plaque de béton, acrotère, dalles	
4-02	ARMATURE DE BETON		kg
	Fourniture et mise en œuvre d'armatures en acier HA (TOR) de différents diamètres, y compris coupe, façonnage, cintrage, mise en place, ligature en fils recuits et toutes sujétions.	Armature à haute adhérence pour béton armé	
4-03	COFFRAGE METALLIQUE		m ²
	Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical métallique, y compris étalement, buttage et toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre.	Coffrage	
4-04	BETON DOSE A 250kg		m ³
	Fourniture et mise en œuvre de béton ordinaire dosé à 250kg de CEM I 42,5 ; y compris approche, compactage éventuel, lissage de la surface et toutes sujétions.	forme de pente des chéneaux	

5- MACONNERIES

5-01	MACONNERIE EN AGGLOS DE 20*20*50		
	Fourniture et mise en œuvre de maçonnerie en agglos d'épaisseur 20*20*50 hourdées au mortier dosé à 300kg de CEM I 42,5 ; y compris	Maçonnerie d'épaisseur 20 cm	m ²

	toutes sujétions.		
5-02	Fourniture et mise en œuvre de maçonnerie en agglos d'épaisseur 10*20*50 hourdées au mortier dosé à 300kg de CEM I 42,5 ; y compris toutes sujétions.	Maçonnerie ép 10 cm	m ²
5-03	Fourniture et mise en œuvre de maçonnerie de brique de verre 20*20, hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m ³ de CEM I 42,5, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Eclairage des cages d'escalier	m ²
6- ENDUITS ET CHAPES			
6-01	ENDUIT AU MORTIER DE CIMENT		m ²
	Fourniture et mise en œuvre d'enduit au mortier dosé à 400kg de CEM II 32,5 ; dressé sur crépines et finement taloché, exécuté en 2 couches de 10 à 15 mm d'épaisseur, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	Les 2 faces de maçonneries intérieures et extérieures, les bétons de faces apparentes.	
5-02	ENDUIT DE PLATRE		m ²
	Enduit de plâtre : Fourniture et mise en œuvre d'enduit de plâtre de 1,5mm d'épaisseur, y compris toutes sujétions.	Tous les plafonds des chambres	
6- CARRELAGE ET REVETEMENT			
6-01	CARREAUX DE FAIENCE MURALE		m ²
	Fourniture et pose de revêtement en carreaux de faïence 15x15, posés sur mortier dosé à 500kg de CEM II 32,5 ; y compris, garnissage de joint de ciment blanc, nettoyage à la sciure et toutes sujétions.	Les murs des locaux sanitaires sur une hauteur 1,50m, les pourtours des éviers de la cuisine.	
6-02	CARRELAGE EN GRES CERAME		m ²

	30X30		
	Fourniture et pose de revêtement en carreaux au grès cérame 30x30, posé sur mortier dosé à 500kg de CEM II 32,5 (sous forme préparé d'avance), y compris garnissage des joints par coulis de ciment, nettoyage parfait à la sciure, enlèvement de tout gravois et toutes sujétions.	Les boutiques, les bureaux, les dégagements intérieurs, la cuisine, les locaux techniques	
6-03	PLINTHE EN GRES CERAME		ml
	Fourniture et pose de plinthe grès cérame de hauteur 125mm, exécuté sur crépis dressés à l'avance, droite avec chanfrein posé au mortier dosé à 500kg de CEM II 32,5 ; y compris toutes sujétions.	Pourtour des revêtements en grès de cerame	
6-04	REVETEMENT EN MOQUETTE		m ²
	Revêtement de sols en moquette collé sur chape préalablement dressée et toutes sujétions.	Les bureaux, les chambres, les salles de réunion, les salles de divertissement	
6-05	REVETEMENT DE PARQUET EN PALISSANDRE		m ²
	Revêtement de sols en parquet, collé sur chape préalablement dressée et toutes sujétions.	Les suites, le centre de fitness	
6-06	REVETEMENT DE SOLS EN GRES CERAME 5 x 5		m ²
	Revêtement de sols en grès cérame de 5x5 posé au mortier de ciment dosé à 500kg pour chape préalablement dressée, remplissage	Les locaux sanitaires, cuisine, salle de préparation de restaurant.	

N° prix	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
6-07	REVETEMENT DE SOLS EN PLAQUE DE MARBRE		m ²
	Revêtement de sols en plaque de marbre de 20x20 posé sur chape préalablement dressée y compris toutes sujétions.	Les escaliers, les vérandas, les dégagements intérieurs, les magasins, les balcons, les salles de restaurants, les salles de banquets	
6-08	PLINTHE EN MARBRE		ml
	Plinthe en marbre 20x10 posé au mortier de ciment dosé à 500kg de CEM II 32,5 ; y compris toutes sujétions	Les pourtours des pièces ci-dessus	
6-09	PLINTHE EN GRES CERAME		ml
	Plinthe en grès cérame de 0,10m de hauteur posé au mortier de ciment dosé à 500kg de CEM II 32,5 ; y compris toutes sujétions.	Les pourtours des locaux sanitaires, la cuisine et les salles de préparation (restaurant)	
6-10	PLINTHE EN BOIS PALISSANDRE		ml
	Plinthe en bois palissandre de 10cm de hauteur y compris toutes sujétions.	Les pourtours des pièces dont le revêtement est en parquet	
6-11	BAGUETTE DE SEUIL		ml
	Fourniture et pose de baguette de seuil métallique de haute qualité, y compris scellement, fixation et toutes sujétions.	Seuils de porte séparant deux locaux ayant de revêtements différents	



7- COUVERTURE			
7-01	COUVERTURES		m ²
<i>Etude d'un</i>	Mise en œuvre d'étanchéité sur la <i>complexe hôtelier 5 étoiles sis à Wata</i> toiture terrasse accessible et toutes	Toiture terrasse 	PARTIE IV
	sujétions de mises en œuvre		
7-02	CRAPAUDINE		U
	Fourniture et pose de crapaudine en fil de fer galvanisé	Evacuation d'eaux pluviales	
7-03	DESCENTE D'EAU PLUVIALE EN PVC		ml
	Fourniture et pose de tuyaux de descente en PVC de diamètre 100 assemblés par colle spéciale, posés sur collier à contrepartie boulonnée tous les 2m, y compris toutes sujétions.	Evacuation d'eaux pluviales	
8- PEINTURE			
8-01	BADIGEONNAGE		m ²
	Badigeonnage à la chaux grasse alunée à 2 couches avant la peinture définitive, y compris toutes sujétions.	Toutes les surfaces enduites intérieures du bâtiment sauf celles revêtues en carreaux de faïence.	
N° prix	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
8-02	PEINTURE ACRYLIQUE POUR INTERIEUR		m ²
	Peinture acrylique pour intérieur, genre, de première qualité, appliquée en 2 couches croisées, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions.	Les surfaces enduites intérieures du bâtiment sauf local sanitaire.	
8-03	PEINTURE VINYLIQUE POUR EXTERIEUR		m ²
	Peinture plastique pour extérieur, appliquée en 2 couches croisées, y compris travaux de préparation et toutes sujétions.	Surfaces enduites extérieures de bâtiment.	
8-04	PEINTURE A L'HUILE		m ²
	Peinture à l'huile de première qualité, appliquée en 2 couches croisées, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions.	Les murs des locaux sanitaires sauf ceux revêtus en carreaux de faïence.	
	<i>ANDRIAMANANA Valiha</i> <i>Mémoire de fin de Promotion 2007 - ESPA</i>		
8-06	PEINTURE GLYCERO		
	Peinture glycéro, genre appliquée en 2 couches croisées sur couches d'impression, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions.	concerne tous ouvrages bois et métalliques	

9- MENUISERIE

Etude de construction d'un hôtel 5 étoiles sis à Ivato



PARTIE IV

9-01	PORTE ISOPLANE (1,80 x 2,10)		U
	Fourniture et pose de porte isoplane à un vantail ouvrant à la française, à 2 faces contreplaquées 4,8 mm, collées à la presse sur bâti en bois dur traité par insecticides et fongicides, formant cadre interne cellulaire ventilé, épaisseur finie de 34 mm, y compris chambranles, quincaillerie - de dimensions 1,80*2,10 MEB 01	Salles de conférence, bureaux,	
9-02	PORTE ISOPLANE (0,90 x 2,10)		
	Fourniture et pose de porte isoplane de dimensions 0,90*2,10 MEB 02 suivant le plan de calepinage, y compris toutes sujétions	Chambres, toilettes,	
9-03	PORTE ISOPLANE (1,90 x 2,10)		U
	Fourniture et pose de porte isoplane de dimensions 1,90*2,10, MEB 03	Salles de divertissement, salles de banquet, salles de conférence	
9-04	PORTE isoplane à 2 vantaux		U
	Fourniture et pose de porte en aluminium, à deux vantaux MEB 04	Circulation	
9-05	PORTE en ALU à 2 vantaux		U
	Dito 9-03 mais il s'agit d'une porte à 2 vantaux. Dimension: 2 x 0,60 x 2,10 MALU 01	Cage d'escalier, cuisines, locaux techniques	
9-06	Garde corps en bois		
	Fourniture et pose de garde corps en bois de palissandre MEB 05	balcon	m ²
9-07	Garde corps métallique		
	Fourniture et pose de garde corps en bois de palissandre MALU 02	Escalier	m ²
10- PLOMBERIE SANITAIRE			
10-1	ALIMENTATION EN EAU		Fft
	Fourniture et pose de canalisation en acier galvanisé de tout diamètre y compris manchons, tés, coudes et toutes sujétions. Les alimentations en eau auront de sections proportionnelles aux débits nécessaires pour le nombre des appareils afin que ceux-ci aient un fonctionnement parfait.	Les canalisations primaires, secondaires et tertiaires.	

ANDRIAMANANA Valiha

Mémoire de fin d'étude Promoteur 2007 - ESBA



10-2	LAVABO EN CERAMIQUE		U
	Fourniture et pose de lavabo en céramique émaillé blanc de 0,60 x 0,48 m, y compris robinet, vidange à bouchon avec chaînette, siphon et tuyau en PVC pour raccord vers la canalisation des eaux usées, coudes et toutes sujétions.	Les toilettes des boutiques, des bureaux	
10-3	GLACE DE LAVABO		U
	Fourniture et pose de glace de lavabo sans biseau de dimension 0,55m x 0,45 m avec du vernis spécial contre l'humidité, posé sur agrafes en laiton chromé, y compris fixation et toutes sujétions.	Les lavabos	
10-5	WC à l'anglaise.		U
	Fourniture et pose de WC à l'anglaise comprenant cuvette en céramique émaillée, à chasse directe, à action siphonique, un abattant double en matière plastique, un réservoir de chasse en céramique de capacité 13 litres, complet et muni de tous ses accessoires, avec robinet d'arrêt, y compris toutes sujétions.	Les toilettes et les salles d'eau	
10-6	DISTRIBUTEUR DE PAPIER HYGIENIQUE		U
	Fourniture et pose de distributeur de papier hygiénique en céramique, y compris toutes sujétions.	Les toilettes	
10-7	BAIGNOIRE ET JACUZZI		
	Fourniture et pose de baignoire ou jacuzzi,	Salle de bain des chambres ou suites	U

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
prix			



11- ELECTRICITE			
11-01	TABLEAU DE DISTRIBUTION		U
	Fourniture et pose de tableau général de distribution, y compris toutes sujétions.	Tableau compteur	
11-02	TABLEAU SECONDAIRE DE DISTRIBUTION		U
	Fourniture et pose de tableau secondaire de distribution, y compris disjoncteur, fusibles et toutes sujétions.	La distribution de l'électricité à chaque niveau, à chaque appartement	

11-03	PARATONNERRE		U
<i>Etude d'un complexe hôtelier 5 étoiles sur île à Iwate</i>	Fourniture et pose de paratonnerre, y compris mise à la terre et toutes sujétions	L'ensemble de la construction	PARTIE IV
11-04	POINT LUMINEUX A SIMPLE ALLUMAGE		U
	Fourniture et pose d'un point lumineux à simple allumage, y compris fil tertiaire, interrupteur à simple allumage et toutes sujétions.	Les bureaux, les sanitaires, les points lumineux extérieurs, les boutiques.	
11-05	POINT LUMINEUX A DOUBLE ALLUMAGE		U
	Fourniture et pose d'un point lumineux à double allumage, y compris fil tertiaire, interrupteur va-et-vient et toutes sujétions.	Le parking, les boutiques, les circulations intérieures, les séjours, les cages d'escalier intérieures.	
11-06	POINT LUMINEUX A ALLUMAGE PAR TELERRUPTEUR		U
	Fourniture et pose de 3 points lumineux à allumage par télérupteurs à 4 boutons poussoirs, y compris tertiaires, télérupteurs, boutons poussoirs et toutes sujétions.	La cage d'escalier desservant les 4 niveaux inférieurs.	
11-07	PRISE DE COURANT LUMIERE		U
	Fourniture et pose de prise de courant 2p+T y compris branchement et toutes sujétions.	Tous les locaux	
11-08	PRISE DE COURANT FORCE		U
	Fourniture et pose de prise de courant force triphasé, y compris branchement et toutes sujétions.	Parking	
11-09	LUMINAIRE AVEC GRILLE		U
	Fourniture et pose de hublot étanche avec grillage anti-vandalisme, y compris lampe 100W/220V, support et toutes sujétions.	Eclairages extérieurs	

199

12- ASSAINISSEMENT

12-01	TUYAU DE CHUTE POUR EAUX VANNES ET EAUX USEES		ml
<i>Mémoire de fin d'études - Promotion 2007 - ESPA</i>	Fourniture et pose de tuyau de chute en PVC des eaux vannes et des eaux usées, y compris coudes, colliers, accessoires et toutes sujétions.	Ensemble des canalisations d'évacuation de eaux usées et eaux vannes de l'appareil jusqu'au	

12-02	REGARD DE VISITE		U
<i>Etude d'un complexe hôtelier 5 étoiles air à Ivato</i>	Fourniture et mise en œuvre de regard de visite en maçonnerie de briques pleines, de parois 0,20 m d'épaisseur, hourdées au mortier dosé à 350kg de ciment reposant sur un radier en béton dosé à 250kg de ciment de 10 cm d'épaisseur, les parois verticales et le fond sont enduites au mortier de ciment dosé à 350 kg de ciment, dalle de couverture en béton armé de 7 cm d'épaisseur posée en feuillure, avec anneau de levage de 6 cm de diamètre scellé au coulage.	Les regards conformément aux prévisions des plans d'assainissement.	PARTIE IV
12-03	CANALISATION EN BUSE DE CIMENT COMPRIME		ml
	Fourniture et pose de canalisation en buse de ciment comprimé, non armé vibré à emboîtement demi-épaisseur, posée en tranchée sur le lit de sable de 10 cm d'épaisseur, y compris dressement des pentes, calages joints au mortier dosé à 350 kg de ciment, toutes sujétions de coupes et de raccordement aux regards.	Toutes les canalisations après le premier regard ou la fosse septique	
12-04	FOSSSE SEPTIQUE		U
	La fosse septique sera exécutée en béton armé dosé à 350 kg avec incorporation d'hydrofuge de type SIKALITE. Les accessoires intérieurs tels que tuyaux droits d'aération ou tuyaux coudés de distribution et de plongée seront en fibrociment série "assainissement". L'élément épurateur sera constitué par une accumulation des matériaux poreux, mais résistant à l'écrasement et au tassement (Mâchefer). Ces matériaux doivent être propres et rangés de façon que les gros éléments soient placés au fond et les plus petits en surface.	La fosse septique	
	<i>ANDRIAMANANA Valiha</i> <i>Mémoire de fin d'études - Promotion 2007 - ESFA</i> Une dalle de fermeture en béton armé dosé à 350 kg et 7 cm d'épaisseur, posé en feuillures, avec anneaux de levage de 10 cm de diamètre scellé au collage La dalle de couverture de regard		

CHAPITRE II DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

Section 1- Coefficient de déboursé « K »

Tableau 94 : Valeurs des indices de composition

ORIGINE DES FRAIS	DECOMPOSITION A L'INTERIEUR DE CHAQUE CATEGORIE DE FRAIS	INDICE DE COMPOSITION DE CATEGORIE	
FRAIS GENERAUX PROPORTIONNELS AUX DEBOURSES	Frais d'agence et patente	a1 = 4	19
	Frais de chantier	a2 = 10	
	Frais d'études et de laboratoire	a3 = 3	
	Assurances	a4 = 2	
BENEFICE BRUT ET FRAIS FINANCIERS PROPORTIONNELS AU PRIX DE REVIENT	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	a5 = 16	21
	Aléas techniques	a6 = 1	
	Aléas de révision des prix	a7 = 1	
	Frais financiers	a8 = 3	
FRAIS PROPORTIONNELS AU PRIX DE REGLEMENT AVEC T.U.T	Frais de siège	a9 = 0	0

T : taxe proportionnel au déboursé T = 20%

Le coefficient de majoration des déboursés K est donné par l'expression suivante :

$$K = \frac{\left(1 + \frac{A1}{100}\right) \left(1 + \frac{A2}{100}\right)}{1 - \frac{A3}{100} \times \left(1 + \frac{T}{100}\right)} = 1,4399$$

On pourra prendre K = 1,44

Section 2- Sous détails des prix unitaires

Les sous détails des prix unitaires sont l'évaluation élémentaire des prix de règlement. Le déboursé ou la dépense lors d'une réalisation d'un règlement des travaux est obtenu par la somme des dépenses unitaires telles que : salaires des mains d'œuvre employés, coûts des matériaux, allocation de matériels et divers.

Cette évaluation est basée sur l'estimation d'un rendement selon la nature de chaque tâche à réaliser.

Le prix unitaire est obtenu par la relation suivante :

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

Avec PU : prix unitaire

K_1 : coefficient de majoration des déboursés

D : déboursé

R : rendement.

Les prix unitaires resteront toujours valables sauf s'il existe une inflation exceptionnelle à Madagascar.

Tableau 95 : sous détail des prix du béton Q350

Désignation: Béton dosé à 350kg/m³
 Rendement : R= 19 m³/j

Prix n°	Unité	Qté
	m ³	

Composante des Prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total [Ar]
DESIGNATIONS	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	MTRL	MO	MTRO	
Matériels									
Centrale à béton	U	1	J	1	180 000	180 000			
Malaxeur	L	300	L	1	3 550	1 065 000			
Lot d'outillages	Lot	3	H	12	500	18 000			
Pervibrateur	U	3	H	7	4 500	94 500			
									1 357 500
Mains d'œuvre									
CC	Hj	1	H	4	2 000		8 000		
CE	Hj	1	H	6	1 500		9 000		
OS	Hj	6	H	12	1 000		72 000		
Manceuvre	Hj	12	H	12	400		57 600		
									146 600
Matériaux									
Ciment	T	0,35	T	5,25	650 000			3 412 500	
Sable	m ³	0,4	m ³	6	10 000			60 000	
Gravillons	m ³	0,8	m ³	12	32 000			384 000	
									3 856 500
									5 360 600
									D
									1,44
									K
									15
									R
									PU
									514 618

Tableau 96 : sous détail des prix du forage

Désignation: Forage des pieux D1000

Rendement : R= 14 m³/j

Prix n°	Unité	Qté
	m ³	

Composante des Prix			Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]
DESIGNATIONS	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	MTRL	MO	MTRO	
Matériels									
Marteaux compresseurs	U	2	J	1	980 000	1 960 000			
Pompe trido	J	2	J	1	50 000	100 000			
									2 060 000
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	H	6	1 500		9 000		
Foreur	Hj	2	H	12	1 200		28 800		
Boueur	Hj	2	H	12	800		19 200		
Manœuvre	Hj	10	H	12	400		48 000		
Mécanicien	Hj	2	H	1	1 200		2 400		
									107 400
Matériaux									
Gas Oil	L	15	L	210	2 250			472 500	
Lubrifiant	L	1	L	14	4 200			58 800	
									531 300
									2 698 700
									D
									1,44
									K
									14
									R
									PU
									277 582

Tableau 97 : sous détail des prix du ferrailage

Désignation:

Aciers ordinaires HA

 Rendement : R= 60 kg/j

Prix n° 03	Unité	Qté
	m ³	

Composante des Prix			Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]
DESIGNATIONS	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	MTRL	MO	MTRO	
Matériels									
Lot outillage	Lot	2	H	8	120	1 920			
Engin de montage	U	1	J	1	50 000	50 000			
									51 920
Mains d'œuvre									
CE	Hj	1	H	6	1 500		9 000		
Ferrailleur	Hj	8	H	10	1 000		80 000		
Manceuvre	Hj	8	H	8	400		25 600		
									114 600
Matériaux									
Acier rond HA	kg	60	kg	60	4 000			240 000	
Fil recuit	kg	5	kg	5	700			3 500	
									243 500
									410 020
									D
									K
									1,44
									R
									60
									U
									P
									9840,48

Section 3- Devis quantitatif et estimatif

Le devis estimatif et quantitatif ou Bordereau de Devis estimatif (BDE) est un document par lequel on mesure les quantités et coûts des différents matériaux à mettre en œuvre pour un ouvrage.

Les quantités sont obtenues par des avants métrés et les prix unitaires par des sous détails des prix.

Tableau 98 : Devis estimatif et quantitatif

N° Prix	Désignation des travaux	Unit é	Quantité	PU (Ar)	Montant (Ar)
	1-INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER				
1-01	INSATALLATION DE CHANTIER	fft	1,00	300 000 000	300 000 000
1-02	REPLI DE CHANTIER	fft	1,00	80 000 000	80 000 000
	SOUS TOTAL 1				380 000 000
	2-TERRASSEMENT				
2-01	DEPLACEMENT ET NETTOYAGE DU SOL	fft	1,00	5 000 000	5 000 000
2-02	FORAGE DES PIEUX	m ³	1 647,00	277 582	457 177 554
2-03	FOUILLE EN EXCAVATION	m ³	9 714,98	20 000	194 299 600
2-04	EVACUATION DES TERRES EXCEDENTAIRES ET REMBLAI	fft	1,00	10 056 000	10 056 000
	SOUS TOTAL 2				666 533 154
	3-INFRASTRUCTURE				
3-01	BETON DE PROPLETE DOSE A 200kg de CEMI	m ³	51,00	185 560	9 463 560
3-02	GROS BETON POUR PIEUX DOSE A 250kg	m ³	1 647,00	402 000	662 094 000
3-03	BETON ARME DOSE A 350Kg	m ³	1 104,60	514 618	568 447 043
3-04	COFFRAGE EN BOIS	m ²	2342,9	10 500	24 600 450
3-05	ARMATURES DE BETON	kg	236 394,00	9 840	2 326 230 429
3-06	BETON DE FORME dosé à 300kg	m ³	62,00	370 000	22 940 000
	SOUS TOTAL 3				3 613 775 482



4- OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE					
N°	Désignation des travaux	Unit é	Quantité	PU (Ar)	Montant (Ar)
4-01	BETON ARME DOSE A 350kg	m ³	23867,68	514 618	12 282 737 746
4-02	ARMATURE DE BETON	kg	977 448,60	9 840	9 618 563 399
4-03	COFFRAGE métallique	m ²	105 193,00	22 000	2 314 246 000
4-04	BRIQUES DE VERRES	m ²	58,00	200 000	11 600 000
4-05	MACONNERIE EN AGGLOS : 10cm	m ²	13 240,10	25 000	331 002 500
4-06	MACONNERIE EN AGGLOS : 20cm	m ³	2 320,00	40 000	92 800 000
4-07	Mise en œuvre de cloisons en placoplatre double parement	m ²	385,00	70 000	26 950 000
SOUS TOTAL 4					24 677 899 645
5- COUVERTURE					
5-01	CHAPE DE REDRESSEMENT ETANCHE (ciment dosé à 450kg/m ³ de CEMI)	m ²	890,20	32 000	28 486 400
5-02	CRAPAUDINE	U	8,00	4 000	32 000
5-03	ETANCHEITE EN ASPHALTE (2 cm)	m ³	17,80	15 000	267 000
SOUS TOTAL 5					28 785 400
6- ENDUITS ET CHAPES					
6-01	ENDUIT ET CHAPE AU MORTIER DE CIMENT Q350	m ²	69 507,72	12 500	868 846 500
6-02	ENDUIT DE PLATRE	m ²	1 256,50	6 500	8 167 250
SOUS TOTAL 6					877 013 750
7-CARRELAGE ET REVETEMENT					
7-01	CARREAUX DE FAIENCE MURALE	m ²	2 671,68	26 000	69 463 680
7-02	CARREAUX GRES CERAME	m ²	3 833,00	48 000	183 984 000
7-03	REVETEMENT MOQUETTE	m ²	16 290,27	45 000	733 062 150
7-04	REVETEMENT EN PARQUET	m ²	958,23	50 000	47 911 500
7-05	PLINTHE EN PALISSANDRE	ml	7 955,00	15 000	119 325 000
7-06	FAUX PLAFOND EN PLACOPLÂTRE HYDROFUGE	m ²	24 302,48	45 000	1 093 611 600
SOUS TOTAL 7					2 247 357 930
8- MENUISERIE EN ALUMINIUM ET VITRERIE					



8-01	PORTE A DEUX VANTAUX	U	17,00	375 000	6 375 000
8-02	FENETRE NACO	U	18,00	100 000	1 800 000
8-03	VITRE DE FACADE	m ²	2 032,80	350 000	711 480 000
8-04	GARDES CORPS	m ²	700,00	175 000	122 500 000
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar)	Montant (Ar)
	SOUS TOTAL 8				842 155 000
	9- MENUISERIE EN BOIS				
9-01	PORTE ISOPLANE (1,80*2,10)	U	357,00	350 000	124 950 000
9-02	PORTE ISOPLANE (0,90*2,10)	U	307,00	300 000	92 100 000
9-03	PORTE ISOPLANE (1,90*2,10)	U	22,00	380 000	8 360 000
9-04	PORTE EN BOIS A DEUX VANTAUX	U	96,00	450 000	43 200 000
9-05	GARDES CORPS	m ²	26,08	100 000	2 608 000
	SOUS TOTAL 9				271 218 000
	10- PLOMBERIE SANITAIRE				
10-01	ALIMENTATION EN EAU	fft	1,00	10 000 000	10 000 000
10-02	Ensemble lavabo complet avec accessoires	U	290,00	575 000	166 750 000
10-04	WC A L'ANGLAISE	U	307,00	500 000	153 500 000
10-05	BAIGNOIRE	U	272,00	1 000 000	272 000 000
10-06	URINOIR	U	6,00	300 000	1 800 000
10-07	JACUZZI	U	2,00	1 750 000	3 500 000
10-08	EVIER METALLIQUE	U	15,00	275 000	4 125 000
	SOUS TOTAL 10				611 675 000
	11-ASSAINISSEMENT				
11-01	DESCENTE D'EAU PLOUVIALE EN PVC	ml	686,40	4 000	2 745 600
11-02	CANALISATION EN PVC POUR EVACUATION D'E.U ET E.V	fft	1,00	3 500 000	3 500 000
11-03	REGARD EN PIED DE CHUTE	U	8,00	85 000	680 000
11-04	FOSSE SEPTIQUE	U	2,00	500 000	1 000 000
	SOUS TOTAL 11				7 925 600
	12- ELECTRICITE				
12-01	INSTALLATION ELECTRIQUE	fft	1,00	3 600 000 000	3 600 000 000
12-02	CLIMATISATION AUTONOME	fft	1,00	390 000 000	490 000 000
	SOUS TOTAL 12				4 090 000 000
	13- PEINTURE				
13-01	BADIGEONNAGE	m ²	5 400,24	3 000	16 220 720

13-02	Peinture acrylique murs concerne intérieurs et plafond	m2	58 480,56	15 000	877 208 400
13-03	PEINTURE VINYLIQUE POUR EXTERIEUR	m2	5 400,24	6 500	35 101 560
13-04	PEINTURE A L'HUILE	m2	6 362,44	7 500	47 718 300
13-05	Peinture glycéro	m ²	9 689,72	35 000	339 140 200
	SOUS TOTAL 13				1 315 389 180

Récapitulation générale du coût du bâtiment central étudié:

Tableau 99: BDE : Récapitulation générale

Désignation des travaux	Montant (Ar)
TRAVAUX PREPARATOIRES	380 000 000
GROS ŒUVRE	28 986 993 681
SECOND ŒUVRE	6 699 987 350
FINITION	3 562 747 110
TOTAL HTA	39 629 728 141
TVA 20%	7 925 945 628
TOTAL TVA COMPRIS	47 555 673 770

En estimant le coût du bâtiment auxiliaire (à R+2) à 5% du coût de la construction de ce bâtiment principal, le coût total du projet devient : **Ar 49 933 457 458**

Arrêté le présent devis à la somme de : **QUARANTE NEUF MILLIARD NEUF CENT TRENTE ET TROIS MILLION QUATRE CENT CINQUANTE ET SEPT MILLE QUATRE CENT CINQUANTE ET HUIT ARIARY**, y compris TVA de **SEPT MILLIARD NEUF CENT VINGT ET CINQ MILLION NEUF CENT QUARANTE ET CINQ MILLE SIX CENT VINGT EET HUIT ARIARY**.

Du bordereau surnommé, on peut déduire le prix par m² du bâtiment tout entier, ceci est estimé à : **Ar 15 604 205/m²**.

CHAPITRE III : ETUDE DE RENTABILITE

Afin de savoir si le projet est rentable financièrement ou non, nous allons analyser la rentabilité financière de ce dernier à travers les différents tableaux qui vont suivre.

La rentabilité d'un projet est basée sur les quelques critères suivants :

- Investissement initial moins élevé ;
- Délai de rentabilité prévisionnel du projet plus court ;
- Période de récupération de l'investissement initial plus court.

Nous allons pour ce faire, déterminer la VAN (Valeur Actuelle Nette), le TIR (Taux Interne de Rentabilité) et le DRCI (Durée de Récupération du Capital Investi) ou pay-back.

Section 1. Investissement

1.1 Source financière :

- Nous envisageons le mode de financement suivant :

Apport personnel 1,8%

Emprunt à long terme 98,2%

- Les modalités de l'emprunt bancaire se présentent de la façon suivante :

Montant : 85 000 000 000

Taux bancaire : 2%

Duré maximale de remboursement : 20ans

1.2- Immobilisation et fond de roulement :

Les investissements concernent les éléments suivants :

- Terrain : dont le prix du m² est estimé à 80 000 Ar ;
- Construction : elle ne concerne que la mise en œuvre du bâtiment, dont le coût revient au devis estimatif précédent. Ce qui équivaut à 49 933 457 458 Ar, estimé à 58,75% du projet ;

- L'aménagement intérieur, concernant l'ameublement, la décoration... que nous estimerons à 8,7% du coût du projet, soit 7 395 000 000 d'Ariary ;
- L'aménagement extérieur, concernant la piscine, le parking, les terrains de tennis, le jardin...que nous estimerons à 12,55% du coût du projet, soit 10 667 500 000 d'Ariary ;
- Les équipements regroupant : l'installation et montage des ascenseurs, l'installation de la sécurité incendie et les extincteurs, les différents moteurs (pompe à eau, groupe électrogène), le réservoir d'eau, les extracteurs d'air..., le tout estimé à 20 % du projet, soit : 17 000 000 000.

Le montant total du projet remonte alors à **85 000 000 000 d'Ariary**.

En outre, l'investissement comprend aussi, le fond de roulement, la publicité, les frais d'établissement pour la formation et les honoraires du personnel, les matériels de transport..., notons que ces derniers ne seront pas pris en compte dans le calcul de la rentabilité, puisqu'ils entreront dans l'apport personnel.

Le tableau ci-après récapitule les immobilisations et le fond de roulement interne du projet à réaliser.

Tableau 100 : Immobilisation et fond de roulement

Désignation	Montant
Immobilisation	
Terrain	256 000 000
Construction (+installation)	85 000 000 000
TOTAL	85 256 000 000
Fonds de roulement interne	
Entretien, réparation et maintenance	20 000 000
Primes d'assurances	140 000 000
Publicité	48 186 000
Impôts et taxes (30%)	1 030 525 521
Rémunération du personnel	60 000 000
TOTAL	1 298 711 521
Investissement	86 554 711 521

Notons que :

L'investissement initial = somme des immobilisations + fonds de roulement interne

Section 2. Les locations prévisionnelles et chiffres d'affaires envisagés par an :

On appelle chiffre d'affaire en un an, la totalité des ventes réalisées en un an. Le tableau suivant consiste à prévoir les revenus par an. Pour ce projet, mise à part les chambres, les revenus seront également assurés par les diverses activités : boutiques, salles de conférence...

Les loyers sont répartis comme suit :

- boutiques : Ar 800 000/mois
- salles de conférence : soit Ar 50 000 par salle la journée avec forfait (pause café matin, déjeuner buffet, matériels : stylos, eau vive..., pause café du soir) et Ar 35 000 la demi-journée sans forfait. Supposons que les salles seront louées en moyenne 15 fois par mois.
- Restaurants : Ar 20 000 000 par mois. L'hôtel dispose de deux restaurants, dans l'un occidental, géré par l'hôtel et l'autre à louer.
- Salle de lecture : Ar 500 000 par mois
- Salon de thé : Ar 800 000/mois
- Salle de banquets : Ar 60 000 par personne, la salle pouvant contenir 300 personnes
- Salle de fitness - SPA - Massage : Ar 5 000 000/mois
- Espace détente :
 - Discothèque : Ar 3 000 000/mois
 - Casino : Ar 20 000 000/mois

Soit la nuitée pour:

- une chambre standard : 800 000 Ar

- une suite d'affaires : 1 200 000 Ar
- une suite présidentielle : 1 700 000 Ar

Pour une marge de calcul, le taux d'occupation annuelle atteindra les 65% et connaîtra par la suite une progression annuelle de 10%.

Notons que ces loyers ne sont pas les seules sources de revenus de l'hôtel. Cependant ils ne sont qu'une référence pour rentabiliser le projet dans un délai déterminé. Ils sont susceptibles de changement suivant le délai de récupération.

Ces loyers connaîtront par la suite une hausse annuelle de 10%, compte tenu de la réalité économique du pays.

Le tableau ci-dessous présente les résultats des CA prévisionnels pendant les 5 premières années, notons que les calculs ont été faits jusqu'à la 20^{ème} année.

Tableau 101 : CA annuels

Produit/année	1ère année	2ème année	3ème année	4ème année	5ème année
rez-de-chaussée	1 984 756 452	2 381 707 742	2 858 049 291	3 429 659 149	4 115 590 979
1er étage	3 865 954 456	4 639 145 347	5 566 974 417	6 680 369 300	8 016 443 160
2ème étage	390 000 000	468 000 000	561 600 000	673 920 000	808 704 000
3ème étage	130 000 000	156 000 000	187 200 000	224 640 000	269 568 000
Piscine et terrain de tennis	90 212 000	99 233 200	109 156 520	120 072 172	132 079 389
chambres standard	326 985 716	392 382 859	470 859 431	565 031 317	678 037 581
suites d'affaires	226 414 312	271 697 174	326 036 609	391 243 931	469 492 717
suite présidentielle	338 258 008	405 909 610	487 091 532	584 509 838	701 411 805
TOTAL	7 352 580 944	8 814 075 933	10 566 967 799	12 669 445 707	13 936 390 278

Section 3. Les amortissements techniques

Les immobilisations suscitées font l'objet d'un amortissement, notons que seul le terrain est exempt d'amortissement.

Tableau 102 : Amortissements techniques

Immobilisation	valeur d'origine	taux	Amortissement
Terrain	256 000 000	0%	0
Construction	42 891 000 000	10%	4 289 100 000
Aménagement	42 109 000 000	20%	8 421 800 000
			12 710 900 000

Section 4. Charges d'exploitation:

L'évaluation des charges est nécessaire pour la prévision des dépenses, il est question ici, des dépenses régulières effectuées par la société au cours de son fonctionnement, ainsi que des dépenses générées par ses consommations journalières.

Les charges d'exploitation sont le montant de la somme de tout ce qui peut être considéré comme dépense et de l'amortissement, pour la bonne marche de l'hôtel.

On a évalué quelques unes des dépenses les plus fréquentes, en l'occurrence :

- Les travaux d'entretien, et de réparation de l'établissement tout entier, y compris les secondes œuvres. Des travaux de petit entretien seront effectués périodiquement pour garder l'hôtel en bon état ; cela, malgré un entretien général réalisé tous les deux ans ;
- La prime d'assurance que l'hôtel doit verser à son assureur ;
- La publicité : en effet, l'hôtel doit se faire connaître, et on a estimé le montant engagé dans la publicité à 0,80% du chiffre d'affaire annuel ;
- Les impôts et taxes : comme tout opérateur économique, l'hôtel doit verser impôts et taxes à l'Etat et à la commune dont il appartient ;

- La rémunération du personnel : le salaire du personnel fait aussi partie des dépenses incontournables ;

Il peut encore y avoir d'autres dépenses, comme les primes du personnel, les imprévus nécessaires au bon fonctionnement de l'hôtel.

Tableau 103 : Les charges d'exploitation annuelles

Rubriques	1ère année	2ème année	3ème année	4ème année	5ème année
Entretien	20 000 000	22000000	24200000	26620000	29282000
Assurances	140 000 000	140 000 000	140 000 000	140 000 000	140 000 000
Publicité	22 057 743	22 057 743	22 057 743	22 057 743	22 057 743
Rémunération	60 000 000	66000000	72600000	79860000	87846000
Amortissement	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000
Autres charges	56 236 212	61859833,2	68045816,52	74850398,17	82335437,99
TOTAL	13 009 193 955	13022817576	13037803560	13054288141	13072421181

Le tableau ci-dessus accorde le même principe que celui appliqué au tableau des locations prévisionnelles, celui de la hausse de 10%.

Après avoir calculé les charges d'exploitation, les chiffres d'affaires annuels, et les amortissements, on peut alors en déduire les bénéfices annuels ou « cash-flow » de l'entreprise.

Section 5. Cash flow (CF)

Le cash flow net ou capacité d'autofinancement est constitué des ressources nettes dégagées par l'investissement.

Sur une théorie générale : $CF = \text{recettes} - \text{dépenses}$

Le mode de financement : emprunt bancaire d'un montant de 85 000 0000 000 Ar, remboursable en 20 ans avec un taux d'intérêt de 2%.

Les intérêts ainsi que les remboursements des emprunts nécessitent un tableau d'amortissement de l'emprunt. Pour cela, il faut calculer l'annuité ou l'amortissement constant.

Montant de l'emprunt = 85 000 000 000 Ar

Taux d'actualisation = $i = 1$

$n = 20$

$$\text{Emprunt} = a \times \left[\frac{1 - (1,1)^{-20}}{0,1} \right]$$

$$a = 9\,988\,249\,119$$

Tableau 104 : Tableau d'amortissement de l'emprunt

Année	Capital restant dû	Intérêt 2%	Remboursement (amortissements)	Annuités
1	85 000 000 000	1 700 000 000	8 288 249 119	9 988 249 118
2	76 711 750 881	1 534 235 018	8 454 014 101	9 988 249 118
3	68 257 736 780	1 365 154 736	8 623 094 383	9 988 249 118
4	59 634 642 397	1 192 692 848	8 795 556 271	9 988 249 118
5	50 839 086 126	1 016 781 723	8 971 467 396	9 988 249 118
6	41 867 618 730	837 352 375	9 150 896 744	9 988 249 118
7	32 716 721 986	654 334 440	9 333 914 679	9 988 249 118
8	23 382 807 307	467 656 146	9 520 592 973	9 988 249 118
9	13 862 214 334	272 244 287	9 711 004 832	9 988 249 118
10	4 151 209 502	83 024 190	9 905 224 929	9 988 249 118
11	0	0	0	0



Le tableau ci-après est apprêté à évaluer les bénéfices annuels, et ce hormis les charges engagées.

Tableau 105 : les bénéfices annuels

Rubriques	1ère année	2ème année	3ème année	4ème année	5ème année
Produits encaissés (recettes)	7 352 580 944	8 814 075 933	10 566 967 799	12 669 445 707	13 936 390 278
Frais décaissés (dépenses)	298 293 955	311 917 576	326 903 560	343 388 141	361 521 181
Amortissement	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000
IE	1 700 000 000	1 534 235 017,62	1 365 154 735,60	1 192 692 847,94	1 016 781 722,52
BAI	-7 356 613 011	-5 742 976 661	-3 835 990 496	-1 577 535 282	-152 812 626
IBS (30%)	-2206983903	-1722892998	-1150797149	-473260584,6	-45843787,67
BN	-5 149 629 108	-4 020 083 663	-2 685 193 347	-1 104 274 697	-106 968 838
Amortissement	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000	12 710 900 000
RE	8 288 249 119	8 454 014 101	8 623 094 383	8 795 556 271	8 971 467 396,16
Cash Flow	-726 978 227	236 802 236	1 402 612 270	2 811 069 032	3 632 463 766

Le cash flow est obtenu en faisant la somme du bénéfice net et des dotations aux amortissements, diminuer du montant des remboursements. Ce dernier est présenté par le tableau ci-dessous, pendant les 20 premières années.

Tableau 106 : Cash Flow actualisée

Années	Cash flow net	Coef d'actualisation taux : 10%	CF actualisée	CF actualisée cumulée	VAI
0	-85 000 000 000	1			-85 000 000 000
1	-726 978 227	0,909	1730163230	1730163230	
2	236 802 236	0,826	1971243324	3701406554	
3	1 402 612 270	0,751	2192594696	5894001250	
4	2 811 069 032	0,683	2395703662	8289704911	
5	3 632 463 766	0,621	2580987999	10870692910	
6	4 034 128 980	0,564	2741906553	13612599463	
7	6 514 158 845	0,513	2898440415	16511039878	
8	6 514 158 845	0,466	2938467664	19449507541	
9	9 501 613 520	0,424	2980248099	22 429 755 640	
10	13 101 829 214	0,385	3013105254	25 442 860 894	
11	17 426 528 688	0,35	3013105254	28 455 966 148	
12	31 368 943 394	0,319	3020853238	31 476 819 386	
13	45 278 083 497	0,29	3020853238	34 497 672 624	
14	54 386 318 013	0,263	3013561523	37 511 234 148	
15	65 319 192 404	0,239	1561128698 4	53 122 521 132	
16	78 441 933 944	0,218	1710034160 0	70 222 862 732	
17	94 192 845 289	0,198	1865018336 7	88 873 046 099	
18	113 097 922 551	0,18	2035762605 9	109 230 672 159	
19	135 788 397 277	0,163	2213350875 6	131 364 180 915	
20	163 021 787 162	0,149	2429024628 7	155 654 427 202	
			1,55654E+1 1		-85 000 000 000

Par la suite, l'évaluation de la rentabilité résulte des calculs suivants :

Section 6. Evaluation de la rentabilité :

- La VAN

La valeur actuelle nette est obtenue par :

$$VAN = \sum \text{valeurs actualisées des revenus} - \text{valeur actualisée de l'investissement}$$

$$VAN = 70\,654\,427\,203 > 0$$

- Le TIR

Le TIR est égal au taux d'actualisation qui annule le VAN, soit :

$$\sum_{n=1}^{15} CF * (1+r)^{-n} = 0$$

On procède par interpolation linéaire sur intervalle en choisissant un taux d'actualisation qui conduit à une VAN>0 et un autre qui conduit à une VAN<0. Le TIR est compris entre ces bornes.

On en déduit que le TIR est entre 10 et 20%. Autrement dit, la VAN est négative pour le taux d'actualisation 20% (VAN = -33 581 053 345)

D'où TIR = **16,79%**

- Période de récupération de l'investissement (DRCI) :

Le DRCI (ou pay-back) est obtenu par interpolation des années correspondant aux valeurs de Cash Flow entre lesquels est compris la valeur de l'investissement.

$$\text{DRCI} = 16,79 \text{ ans}$$

L'investissement est de 85 000 000 000 Ar

Le délai prévisionnel de rentabilité est supposé à 20 ans.

Les dépenses engagées dans ce projet seront récupérées au bout de 16 ans et 10 mois.

Chapitre IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Section 1. Généralité

L'évaluation environnementale consiste à imaginer l'évolution du site ou de la zone d'implantation du projet. Cette analyse fait une comparaison avec les changements causés par les activités du projet et ceux qui seraient survenus sans celui-ci. Elle se porte sur les caractéristiques suivantes :

- analyse physique : air, sol, eau ;
- analyse biologique : faune, flore, animale ;
- analyse humaine : sociale, économique, sanitaire, culturelle.

Dans le cadre d'une évaluation sectorielle, il suffit de considérer les effets des activités de gestion selon qu'ils soient : directs ou indirects, mineurs ou majeurs, négatifs ou positifs pour le niveau générique.

Suivant le décret n°99 954 du 15 décembre 1999, fixant les nouvelles dispositions relatives à la mise en compatibilité des investissements avec l'environnement, citons parmi les activités qui sont soumises à l'Etude d'Impact Environnemental :

- Tout aménagement, ouvrage, travaux pouvant affecter les zones sensibles ;
- Tout plan, programme ou politique pouvant modifier le milieu naturel ou la qualité de l'environnement humain en milieu urbain/rural.

Dans le cadre de l'hôtellerie :

- tout aménagement hôtelier d'une capacité d'hébergement de plus de 120 chambres ;
- tout aménagement récréo-touristique d'une superficie d'au moins de 20 ha ;
- tout restaurant d'une capacité de plus de 250 couverts.

Suivant les arrêtés d'application du décret MECIE n°4355/97 du 13 mai 1997, le lieu d'implantation de l'hôtel proprement dit n'appartient à aucune des zones sensibles citées.

Par contre le projet nécessite une EIE puisqu'il vérifie les conditions nommées ci-dessus, dans le cadre de l'hôtellerie.

Section 2. Description du milieu d'implantation de l'hôtel

1.1. Délimitation de la zone d'étude :

L'hôtel est sis dans la commune d'Ivato, sur un terrain de 3 ha environ, à côté du Centre de Conférence Internationale et dans l'enceinte de l'Ecole Nationale de la Police. Elle est localisée à 47° 48'53'' E et à 18° 48'53'' S.

Concernant l'aspect architectural, l'hôtel présente des étages en retraits, mettant en relief deux bâtiments : le bâtiment principal à 22 étages avec sous-sol au nord ouest de l'entrée principale et le bâtiment auxiliaire à 2 étages au sud. L'hôtel est formé par trois blocs rectangulaires combinés et partagés en parties fonctionnelles différentes.

La hauteur totale du bâtiment principal est de 85,50 m au dessus du sol. Le projet occupe une surface totale de 29 760 m², avec une surface au sol du bâtiment de 3 200 m². La surface du sous-sol est de 1 265 m².

1.2. Description des composantes environnementales :

Dans cette partie de l'étude, trois milieux distinctifs sont présentés.

Tableau 107 : Description des composantes environnementales

- MILIEU PHYSIQUE :

Composantes	Description	Localisation	Problèmes rencontrés
Topographie et Hydrologie	Le site se trouve à côté d'un lac et d'une agglomération d'habitation. Il est entouré d'une agglomération urbaine.	Commune d'Ivato	Pollution du lac et des êtres vivants.

- MILIEU HUMAIN :

Composantes	Description	Localisation	Problèmes rencontrés
Population	La population compte 8 865 habitants dont 40% sont majeurs. Elle compte aujourd'hui 68% de population active.	Commune d'Ivato	Nuisances acoustiques, et perturbation du cadre de vie (coutumes).
Cohésion sociale	Moyenne en général		
Education	Au niveau de la commune, il existe des grandes infrastructures scolaires avec un taux de scolarisation très élevés.	Commune d'Ivato	
Santé	Le site est occupé par plusieurs infrastructures sanitaires publiques et privées.	Commune d'Ivato	Maladie

- MILIEU SOCIO ÉCONOMIQUE :

Composantes	Description	Localisation	Problèmes rencontrés
Tourisme	Un site qui favorise l'arrivée des touristes à Madagascar	Commune d'Ivato.	
Commerces	Une augmentation des mains d'œuvre des populations environnantes.	Commune d'Ivato.	

1.3. Description, évaluation, mesures d'atténuation des impacts probables engendrés par le projet :

Tableau 108 : Description, évaluation, mesures d'atténuation des impacts probables engendrés par le projet

Source/ phase du projet	Composantes	Description des impacts	Evaluation			Importances	Mesures d'atténuation
			Intensité	Durée	Etendue		
Phase préparatoire							
1. Installation de chantier : 1.1 Décapage du sol 1.2 Construction des baraques de chantiers pour les entreprises.	Physique	Dénudation du sol Erosion en nappe, érosion régressive, épandage des matériaux, modification de la structure du sol de l'écoulement et du drainage	Surface décapée est de 1200 m ²	Nombre de mois 3	Site d'implantation	Mineure	Engazonnement des surfaces vertes du site Gestion rationnelle de remblai/déblai Respect de la capacité des charges du sol
	Biologique	Destruction des couvertures végétales	Surface décapée est de 1200 m ²	Nombre de mois 3	Site d'implantation,		
2. Implantation du personnel	Physique	Pollution du milieu par épandage des ordures et matières fécales	Excrétas de 300g/personne/jour	Pendant toute la construction	Site d'implantation	Moyenne	Contrat d'enlèvement des ordures par la commune.
	Humain	Risques de perturbation de cadre de vie (coutumes)	Quelques gens conservateurs	Pendant la phase préparatoire	Zone d'emprise du projet	Mineure	Atténuation par engagement financière.
Phase de réalisation							



3. terrassement et construction de l'hôtel 3.1. Fouille, transport, et dépôt 3.2. Aires de stockage	Physique	Risque d'érosion des berges	Comme le sol à une caractéristique mécanique stable	Au moment de la fouille	Site d'implantation	Mineure	Clayonnage, engazonnement, remblayage et colmatage
	Biologique	Trouble de la vie biologique sur site	Il n'y a pas d'espèce très rare sur site	Au moment de la fouille	Site d'implantation		
4. Construction proprement dite Machineries	Biologique	Nuisance acoustique	Toutes personnes environnant les 300 m ont été averties	Pendant toute la construction	Site et environnant	Moyenne	
5. Repli de chantier	Physique	Pollution du milieu environnante (lavoir, matière fécale,...)	Soit une énorme quantité de déchet évacué par la commune par semaine.	Pendant le repli de chantier	Site et environnant	Moyenne	Nettoyage totale du site après repli.
Phase d'entretien et après construction							
6. La restauration	Physique	Rejet instantané des ordures et des eaux usées.	La quantité est déterminée à l'aide des couverts dans le restaurant	Après le projet	Sur les zones environnantes	Moyenne	Création d'une station de traitement d'eau usée.
7. Ouverture de l'hôtel	Physique	Occupation du sol imperméable	Une surface de 3 ha sera imperméable	Pendant les phases d'exploitation.	Sur le site lui même	Moyenne	



8. Piscine et les assainissements	Physique	Eaux usée	L'eau contient beaucoup de nitrite à cause des désinfectants utilisés par les piscines.	Pendant les phases d'exploitation.	Au niveau du site et du lac.	Moyenne	Création d'une station de traitement d'eau usée.
	Biologique	Pollution des milieux aquatiques environnant (lac)	Les poissons meurent suite à un taux de nitrite	Pendant les phases d'exploitation.	Au niveau du site et du lac.		

1.4. Résumés de l'étude d'impact environnemental :

L'identification et analyse des impacts ont permis d'identifier les enjeux environnementaux du projet qui sont les impacts ayant une importance classée moyenne à forte d'après l'évaluation précédente.

Il importe de mentionner que pendant la construction et la phase d'exploitation, il incombe aux personnels de la commune d'Ivato de surveiller s'il n'y a pas d'autre impact causé par le projet.

En effet, les impacts négatifs recensés sont d'importance moyenne en général et n'ont pas d'effets significatifs et irréversibles sur l'environnement. Toutefois, des mesures de mitigation ont été préconisées pour atténuer et corriger ces impacts négatifs. De plus, des programmes de suivi seront établis si nécessaire.

Par ailleurs, les retombés positifs inhérents à la fois à la réalisation du projet sont très importants pour le pays qui bénéficie des avantages générés par la création de main d'œuvre et les rentrés d'argents sur le plan touristique.



CONCLUSION

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons fait l'étude d'un complexe hôtelier 5 étoiles sis à Ivato. Etant donné le contexte actuel régnant sur l'île, la création d'un hôtel est largement sollicitée.

La réalisation de ce projet serait une réelle source de devises, en premier lieu, grâce à l'augmentation probable des touristes de haut standing, et par la suite, elle favoriserait la promotion du tourisme, ce qui contribuerait à l'économie nationale. En outre, elle serait un facteur, pouvant ouvrir le pays sur un volume important d'investisseurs étrangers (augmentation des sources de devises étrangères). Par ailleurs, résultant des démarches de calculs effectués dans ce travail, le projet serait rentable, car son TIR est de 16,79%, et sa VAN est positive, avec un investissement de 85 000 000 000 d'Ariary récupérable en 16 ans et 10 mois.

Par conséquent, et par rapport à la politique actuelle du gouvernement, nous pouvons conclure que le projet se situe dans un cadre positif.

Compte tenu du fait que cet ouvrage est le plus haut jamais construit à Madagascar jusqu'à ce jour, son étude se spécifiait surtout sur l'étude du contreventement. Cette dernière, qui est une étude approchée, mais un peu surdimensionnée suite aux simplifications faites, nous a permis de connaître globalement, le fonctionnement des éléments de contreventement.

Entre outre, ce projet vise à respecter la norme environnementale, suite à l'étude d'impact environnemental faite.

Bibliographie

- 1- FORMULAIRE DU BETON ARME Volume 2 CONSTRUCTIONS
V. DAVIDOVICI

Moniteur, 1995

- 2- GRANDS BATIMENTS, CONTREVENTEMENT DYNAMIQUE DES STRUCTURES, CALCUL AUTOMATIQUE
Morgan LAREDO
Eyrolles, 1997
- 3- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT
Henry THONIER
Tome 2, Tome 3, Tome 4
- 4- CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE ACIER BETON
CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE
Eyrolles, APK 1996
- 5- MAITRISE DU B.A.E.L 91 ET D.T.U associés
Jean PERCHAT, Jean ROUX
2ème édition, Eyrolles, 2000
- 6- PRATIQUE DU B.A.E.L 91
Jean PERCHAT, Jean ROUX
2ème édition, Eyrolles, 1995
- 7- COURS DE BETON ARME B.A.E.L 91, Calcul des éléments simples et structures de bâtiments
JEAN PIERRE MOUGIN
2ème édition, Eyrolles, 1994
- 8- Les éléments des projets de construction
Ernest NEUFERT
9^{ème} édition
- 9- FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE
Gerard PHILIPPONAT , Bertrand HUBERT
Eyrolles, 2000
- 10- D.T.U 13.2
FONDATIONS PROFONDES

ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Guide des normes et de classement des établissements
d'hébergement et de restauration

Annexe II : Effet du vent

Annexe III : Descentes de charges

Annexe IV : Diagrammes des moments fléchissants

Annexe V : Relatif au calcul des armatures

Annexe VI : Relatif au Calcul des voiles

Annexe VII : Plans de ferrailage

Annexe VIII : Relatif au second oeuvre

Annexe IX : Plans d'architecture

ANNEXE I

*Guide des normes et de classement des établissements
d'hébergement et de restauration*

ANNEXE I : ARRÊTÉ N°4902/2001 /MINTOURDU 19 AVRIL 2001

NORMES DE CLASSEMENT DES ÉTABLISSEMENTS D'HÉBERGEMENT FAISANT L'OBJET DE CLASSEMENT DE LA CATÉGORIE ÉTOILE

Les établissements d'hébergement classés "ÉTOILE" sont des ensembles cohérents d'installations matérielles et de prestations fournies à la clientèle.

I - LES PARTIES COMMUNES OUVERTES A LA CLIENTELE

Elles comprennent:

- 1.L'entrée,
- 2.La réception,
- 3.Les locaux d'accueil et salons,
- 4.Les zones de circulation (couloirs, ascenseur, allées, ...) desservant les chambres et les différents locaux ouverts à la clientèle,
- 5.La salle de petit déjeuner,
- 6.Les garages ou parking.

Les établissements d'hébergement classés "Étoile" doivent disposer d'une protection efficace contre les insectes et les parasites.

Pour les établissements d'hébergement des catégories 4 et 5 étoiles, la conception architecturale doit permettre aux personnes handicapées physiques d'accéder à l'entrée de l'établissement, à la réception et à l'ensemble des parties communes situées au même niveau que celle-ci. Cette prescription est souhaitée pour les autres catégories.

II - LES LOCAUX A USAGE PRIVATIF

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
Chaque élément d'habitation mis à la disposition de la clientèle comprend la chambre proprement dite, disposant d'une salle d'eau privative et d'un WC privatif et équipée d'éléments de rangement et d'un mobilier adéquat.					
Les chambres et leurs équipements					
DISPOSITIONS GÉNÉRALES	Le nombre minimum de chambres est de :				
	10			20 dont 10% de Suites	
	Des fenêtres ouvrant sur l'extérieur, permettant une bonne aération et munies d'un système permettant de faire l'obscurité dans la pièce à tout moment de la journée sont obligatoires.				
	Un éclairage suffisant pour permettre une lecture en tout point de la pièce, avec commande à l'entrée de la chambre et à la tête du lit (un va-et-vient) est obligatoire.				
	L'aménagement de la chambre doit assurer une isolation acoustique.				
	L'installation de sonnerie d'appel reliant les chambres à la réception à défaut de téléphone est nécessaire.				

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
<i>L e s c h a m b r e s e t l e u r s é q u i p e m e n t s</i>					
DISPOSITIONS GENERALES			Un système de chauffage et/ou climatisation doit permettre de maintenir une température intérieure comprise entre 18 et 25 °C, en toute saison et à tout moment. Le fonctionnement du climatiseur ne doit pas être source de nuisances sonores.		
			Un téléphone permettant de communiquer avec l'extérieur de l'établissement dans chaque chambre est obligatoire.		
			Un coffre-fort doit être installé dans chaque chambre.		
				Un poste téléviseur doit être installé dans chaque chambre.	
			La présence d'un mini bar est obligatoire dans chaque chambre.		
PARTIE PRIVATIVE A LA DISPOSITION DE CHAQUE CLIENT¹	La surface minimale de la partie privative est fixée comme ci-après :				
	Chambre individuelle				
	10 m ²	12 m ²	20 m ²	25 m ²	30 m ²
	Chambre pour deux personnes				
	12 m ²	14 m ²	25 m ²	30 m ²	35 m ²
	Chambre pour trois personnes				
	14 m ²	16 m ²	28 m ²	35 m ²	40 m ²

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
DANS LE CAS D'HOTELS FORMES DE BUNGALOWS	La superficie minimale de chaque chambre doit être conforme à la surface présentée à la ligne " <i>partie privative à la disposition de chaque client</i> " ci-dessus.				
	La surface d'installation entourant chaque bungalow est fixée comme suit				
	30 m ²	50 m ²	80 m ²	90 m ²	100 m ²
	La disposition des bungalows et des ouvertures doit préserver l'intimité des clients				

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
EQUIPEMENT EN SALLE D'EAU PRIVATIVE ET WC PRIVATIF	La proportion des chambres devant être équipées de salle d'eau privative et de WC privatif en % est fixée comme suit :				
	Salle d'eau privative				
	50%	100%			
	WC privatif				
	50%	75%	100%		
	Les chambres dépourvues de salle d'eau privative doivent disposer d'un lavabo équipé de la même manière que celui de salle d'eau privative (cf. "équipement minimum des salles d'eau privatives" ci-dessous.)				
LES ELEMENTS DE RANGEMENT	Les volumes et surfaces de rangement, sous forme d'armoire ou de penderie ou de placard ou de roberie, doivent être suffisants pour permettre le rangement des effets et valises.				
	Les cintres et étagères en nombre suffisant doivent être disponibles, au minimum 3 par personne.				

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
LE MOBILIER	La chambre doit comporter : <ul style="list-style-type: none"> - Un lit d'une dimension au moins égale à 90cm x 200cm pour les lits individuels et à 140cm x 200cm pour les lits à deux places. La literie doit être en bon état et en rapport avec la catégorie de l'établissementⁱⁱ. - Une table permettant d'écrire avec chaise et corbeille à papier - Des lampes de chevet - Un porte-bagages 				
					Une coiffeuse avec glace doit être installée.
Les salles d'eau et WC privés					

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
AMENAGEMENT	La fenêtre ouvrant sur l'extérieur ou le système d'aération doit permettre l'évacuation des vapeurs d'eau et odeurs. ⁱⁱⁱ				
	Un éclairage suffisant et une alimentation électrique conformes aux exigences de sécurité sont obligatoires et aucune prise électrique ne doit être à la portée de main lorsqu'on est dans la baignoire ou sous la douche.				
	La superficie de la salle d'eau doit permettre un usage commode des équipements, dont la plus petite dimension est au moins égale à 1 mètre.				
	Les murs et sols doivent être aménagés de manière à ne pas être endommagés par des projections d'eau (carrelage ou autres matériaux spécifiques réalisés en matériaux permettant l'utilisation régulière de désinfectant ou de détergent).				
EQUIPEMENT MINIMUM DES SALLES D'EAU PRIVATIVES	L'installation d'un lavabo de dimensions au moins égales à 55 cm x 35 cm, équipé d'un trop plein et d'une bonde amovible est obligatoire.				
	Après du lavabo doivent être installés une glace, une lampe, une tablette sur laquelle peuvent être déposés les effets de toilette personnels, une prise de courant avec indication du voltage et une poubelle.				
	Une douche avec bac spécifique de dimensions au moins égales à 70 cm x 60 cm, pomme embout flexible ou pomme fixe, rideaux et antidérapant, alimentée d'eau chaude et d'eau froide doit être installée ^{iv} .				
		Le lavabo doit être équipé d'un robinet mélangeur.			
			L'installation d'une baignoire alimentée d'eau chaude est obligatoire dans les salles d'eau.		
				Le lavabo et la douche doivent être équipés d'un système mitigeur d'eau chaude et froide.	
			Un sèche cheveux est obligatoire.		
WC PRIVATIF	L'installation d'un WC avec siège, chasse d'eau et système de fosse septique est obligatoire				

III LES PARTIES RESERVEES AUX DIFFERENTS SERVICES DE L'HOTEL

Ces parties sont composées : des locaux destinés à l'entreposage, des zones de circulation et des locaux réservés au personnel.

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
ENTREPOSAGE	Doivent être prévus :				
	<ul style="list-style-type: none"> - Un local destiné à entreposer les produits et matériels d'entretien. - Un local destiné à entreposer le linge nécessaire pour l'exploitation de l'établissement. 				
LES ZONES DE CIRCULATION	Pour les hôtels bâtis sur plusieurs niveaux :				
				Un escalier de service doit être prévu	
				Un ascenseur de service doit être installé lorsqu'il existe un ascenseur pour la clientèle.	
LES LOCAUX RESERVES AU PERSONNEL	Doivent être isolés des zones d'exploitation				
	Un vestiaire homme et un vestiaire femme doivent être installés.				
	Des sanitaires complets (douche, WC, lavabos).				

IV - LES SERVICES LIES A LA FONCTION D'HEBERGEMENT

Les services directement liés à la fonction d'hébergement sont rendus soit, dans les parties communes, soit en chambres.

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
SERVICES DANS LES PARTIES COMMUNES	L'accueil doit être assuré 24 heures /24 par un personnel parlant le malagasy et une langue étrangère.		L'accueil doit être assuré 24heures/24 par un personnel parlant au moins deux langues étrangères en plus du malagasy.		
	Des bagagistes doivent être prévus.				
	L'hôtel doit assurer un service de petit déjeuner.				
	L'affichage des caractéristiques de fonctionnement spécifiques de l'établissement, près de la réception, est obligatoire.				
	Le service de premier secours, tel que le service médical d'urgence doit être prévu.				
	Les informations écrites concernant l'hôtel (tarif, consignes en cas d'incendie, renseignements sur l'utilisation du téléphone, numéros de tous les services de l'établissement) doivent être affichées.				
	La pancarte "ne pas déranger " doit être prévue.				
				Le service parking doit être assuré.	

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
SERVICES EN CHAMBRE	Le nettoyage quotidien des chambres et des sanitaires doit être effectué.				
	Le linge de toilette doit être changé quotidiennement. (fournitures de savon de toilette).				
	Les draps, couvertures doivent être changés après chaque départ et au moins toutes les trois (03) nuitées lorsque le client reste plusieurs nuitées dans la même chambre.				
		Le changement de draps, couvertures doit se faire toutes les deux nuitées.			
SERVICES EN CHAMBRE	La fourniture de deux serviettes de dimensions au moins égale à 80 cm x 50cm en plus d'une serviette de bain par personne hébergée dans la chambre est obligatoire.				
		Possibilité de prendre le petit déjeuner dans les chambres.			
		Le changement quotidien des draps; la fourniture de deux serviettes de dimensions au moins égale à 80cm x 50cm et d'une serviette de bain de dimensions au moins égales à 120 cm x 80 cm par personne hébergée dans la chambre ainsi que de savons et autres produits d'accueil sont obligatoires.			
		Des papiers à lettre avec enveloppe doivent être disponibles dans les chambres.			
		Le service de réveil à toute heure doit être assuré.			
		Un service de restauration rapide entre 5 heures jusqu'à minuit doit être assuré.			
		Le nettoyage des chambres sur demande jusqu'à minuit doit être assuré.			
	Les peignoir de bain, bonnet de bain, bain de mousse, mousse à raser, shampooing, désodorisant produits de cirage doivent être disponibles dans les chambres.				

V - LES SERVICES DESTINES A FACILITER LE SEJOUR ET LE RENDRE PLUS AGREABLE

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
	Le service de lavage et celui du repassage doivent être assurés				

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
LES SERVICES DESTINES A FACILITER LE SEJOUR ET LE RENDRE PLUS AGREABLE			Un service express de lavage, de repassage et un service postal doivent être assurés :		
			<ul style="list-style-type: none"> - Un service d'informations touristiques doit être assuré à la réception. - Le service de transfert vers l'aéroport, la gare ou le port doit être assuré. - Possibilité d'utiliser dans l'établissement ou à proximité immédiate une installation sportive ou de mise en forme (Piscine, sauna) - Possibilité de recourir dans l'établissement ou à proximité immédiate aux services d'un coiffeur ou d'un salon de beauté. - Une station de taxi doit exister à proximité de l'établissement. 		

VI - SERVICES ANNEXES POUR LES HOTELS, MOTELS ET RELAIS

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
SERVICES ANNEXES			Possibilité de faire de réservation de spectacle		
			Possibilité de trouver un marchand de journaux		
			Possibilité d'utiliser dans l'établissement ou à proximité immédiate: <ul style="list-style-type: none"> - une salle de réunion ; - un business center 		
			L'établissement doit disposer : <ul style="list-style-type: none"> - d'un business center - d'une salle de réunion 		
			Possibilité aux clients d'accéder dans l'établissement ou à proximité immédiate, aux services : <ul style="list-style-type: none"> - d'une agence de voyages ; - d'un loueur de voitures avec ou sans chauffeur. 		
			Sinon, l'établissement est tenu de fournir aux clients les informations nécessaires et les prestations y afférentes.		

VII - SECURITE

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
SECURITE	Les équipements contre l'incendie sont obligatoires à chaque niveau. Ils doivent être maintenus dans d'excellentes conditions de fonctionnement à tout moment.				
	Des sorties et des escaliers de secours doivent être prévus et leurs emplacements doivent être bien indiqués.				
	La sécurité de l'établissement doit être assurée en permanence.				

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
QUALIFICATION PROFESSIONNELLE	Le service doit être assuré par un personnel compétent, de bonne présentation, et ayant des tenus appropriés à la fonction.				
	L'établissement doit être dirigé par une personne qualifiée, secondée par : - 1 responsable d'étage ; - 1 responsable d'accueil ; - 1 responsable de la lingerie tous, ayant la connaissance du métier (2 ans d'expérience professionnelle au minimum)		L'établissement doit être dirigé par une personne hautement qualifiée ayant sous sa direction : - 1 responsable d'hébergement ; - 1 responsable de réception - 1 responsable d'étage ; - 1 responsable de la lingerie ; - 1 responsable animation tous qualifiés (titulaires de diplômes ou certificats en la matière) et ayant au moins 5 ans d'expériences, aptes à transmettre leur connaissance au personnel. La présence d'au moins un employé sachant parler couramment l'anglais ou autre langue est obligatoire.		
				L'établissement doit être dirigé par une personne hautement qualifiée ayant sous sa direction : - 1 directeur d'hébergement ; - 1 responsable de réception ; - 1 chef lingère ; - 1 gouvernante d'étage - 1 responsable animation ; - 1 chef d'entretien. tous hautement qualifiés, capables de donner des formations au personnel et de le recycler	

Il est exigé pour chaque poste de l'établissement :

Désignation	1 ÉTOILE	2 ÉTOILES	3 ÉTOILES	4 ÉTOILES	5 ÉTOILES
DIRECTEUR D'HÔTEL	<p>BTS spécialité "Hôtellerie "</p> <p>ou</p> <p>Diplôme équivalent en hôtellerie</p> <p>ou</p> <p>Expérience de 1 année dans l'hôtellerie</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>BTS spécialité "Hôtellerie "</p> <p>ou</p> <p>Diplôme équivalent en hôtellerie</p> <p>ou</p> <p>Expérience de 2 ans minimum dans l'hôtellerie</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>BTS spécialité "Hôtellerie "</p> <p>ou</p> <p>Diplôme équivalent en hôtellerie</p> <p>ou</p> <p>Expérience de 3 ans minimum dans l'hôtellerie</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>Diplôme de gestion hôtelière</p> <p>ou</p> <p>BTS spécialité "Hôtellerie " avec une expérience de 3 ans continus dans l'hôtellerie (Direction)</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>Diplôme de gestion hôtelière</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères.</p>
PERSONNEL DE RÉCEPTION	<p>Expérience de 1 an en tant que réceptionniste.</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>Expérience de 2 ans en tant que réceptionniste</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>Expérience de 2 ans en tant que réceptionniste</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de deux langues étrangères</p>	<p>Expérience de 2 ans en tant que réceptionniste</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de trois langues étrangères</p>	<p>BTS spécialité "Hôtellerie " avec une expérience de 2 ans en tant que réceptionniste</p> <p>et</p> <p>Maîtrise de trois langues étrangères</p>
PERSONNEL D'ÉTAGES	Connaissance du métier et parlant le français				
TENUE DU PERSONNEL	Les membres du personnel doivent porter un uniforme seyant, propre et en bon état.				

RECEUIL

^I Les matériaux et matières utilisés pour les aménagements intérieurs et extérieurs, la décoration et le mobilier doivent être en rapport avec le classement de l'établissement.

Les hôtels classes 4 et 5 étoiles doivent utiliser des matériaux, des matières et des équipements raffinés et traités avec goût.

^{II} Les matériaux, les matières et les équipements simples, sont acceptables pour les hôtels classes 1 ou 2 étoiles.

De même, la qualité et le raffinement des services doivent être en rapport avec le classement de l'établissement.

Ces obligations concernent les établissements raccordés aux réseaux. Pour ceux qui disposent d'une production autonome, le système mis en place doit être conçu de manière à limiter le risque de panne ou de défaillance.

^{III} Au cas où l'hôtel occuperait une partie d'un bâtiment, il doit être physiquement autonome par rapport aux autres parties et le nom de l'hôtel doit être visible de l'extérieur.

Si l'établissement comporte un restaurant, un bar ou tout autre type de commerce, compatible avec l'activité touristique, le client doit pouvoir gagner la réception sans avoir à traverser le restaurant, le bar ou le commerce ;

Pour le cas des établissements situés dans un pare ou à l'extrémité d'une allée privative, une indication claire permet d'identifier la partie hôtelière et de diriger le client vers la réception.

^{IV} Dans le cas d'un hôtel restaurant, la salie de restauration peut être utilisée comme salie de petit déjeuner.

^V Il s'agit de la surface totale dont le client a l'usage privatif C'est la somme de la surface de la chambre proprement dite (pièce dans laquelle se trouve le lit) et le cas échéant, de la salie d'eau privative, des WC privatifs, de l'entrée formant sas et des penderies (autres que celles posées sur une surface décomptée par ailleurs).

^{VI} Sommiers à ressorts, à lattes ou offrant un confort équivalent.

^{VII} Si la salie d'eau et les WC sont séparés, chacun des deux doit être équipé d'un système d'aération.

^{VIII} Lorsque la salie d'eau est équipée d'une baignoire, on acceptera un système de douche installé au-dessus de la baignoire.

ANNEXE II

EFFET DU VENT

Annexe II : Figure R-III-5 : Constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol.

Coefficient γ_0

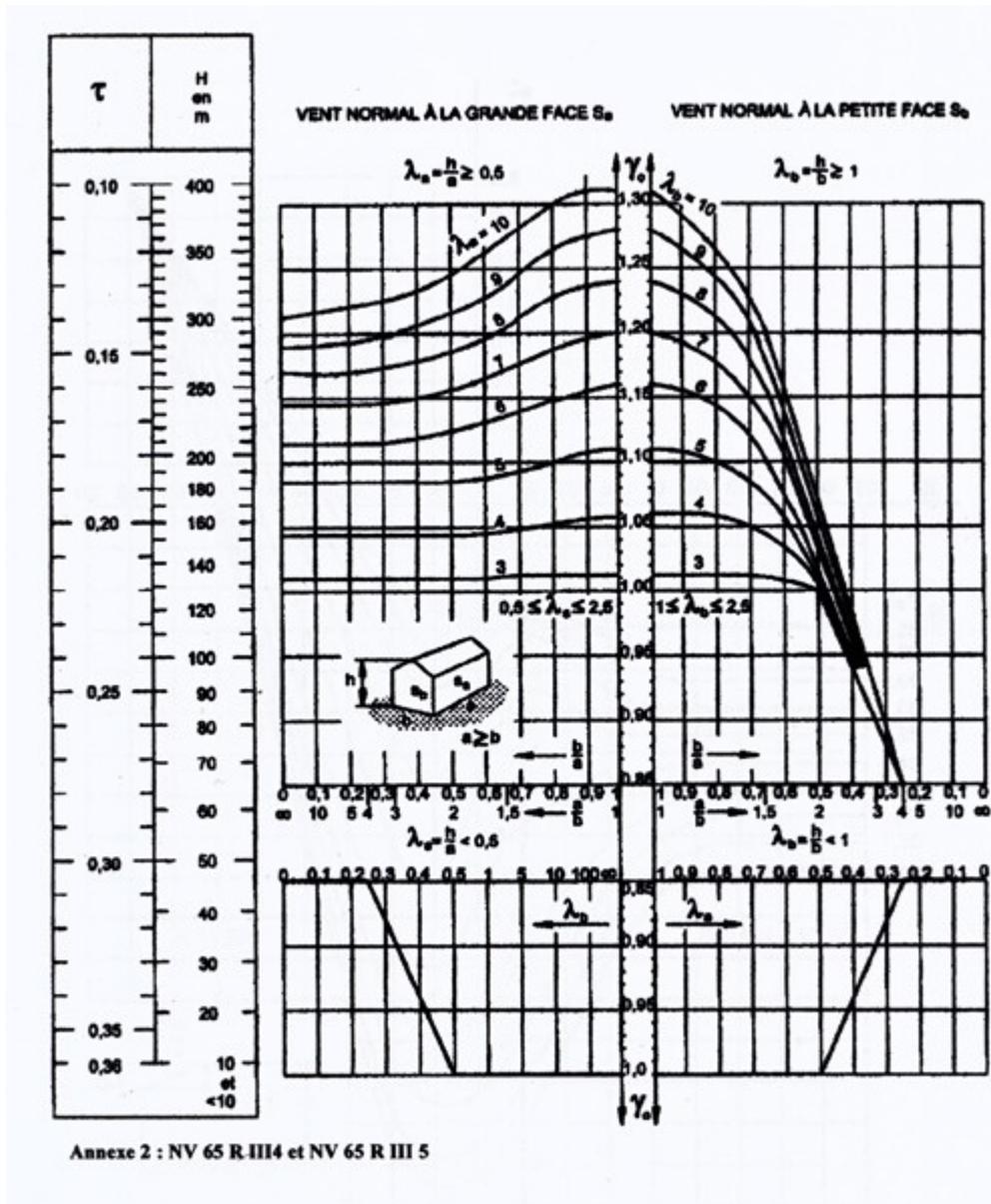
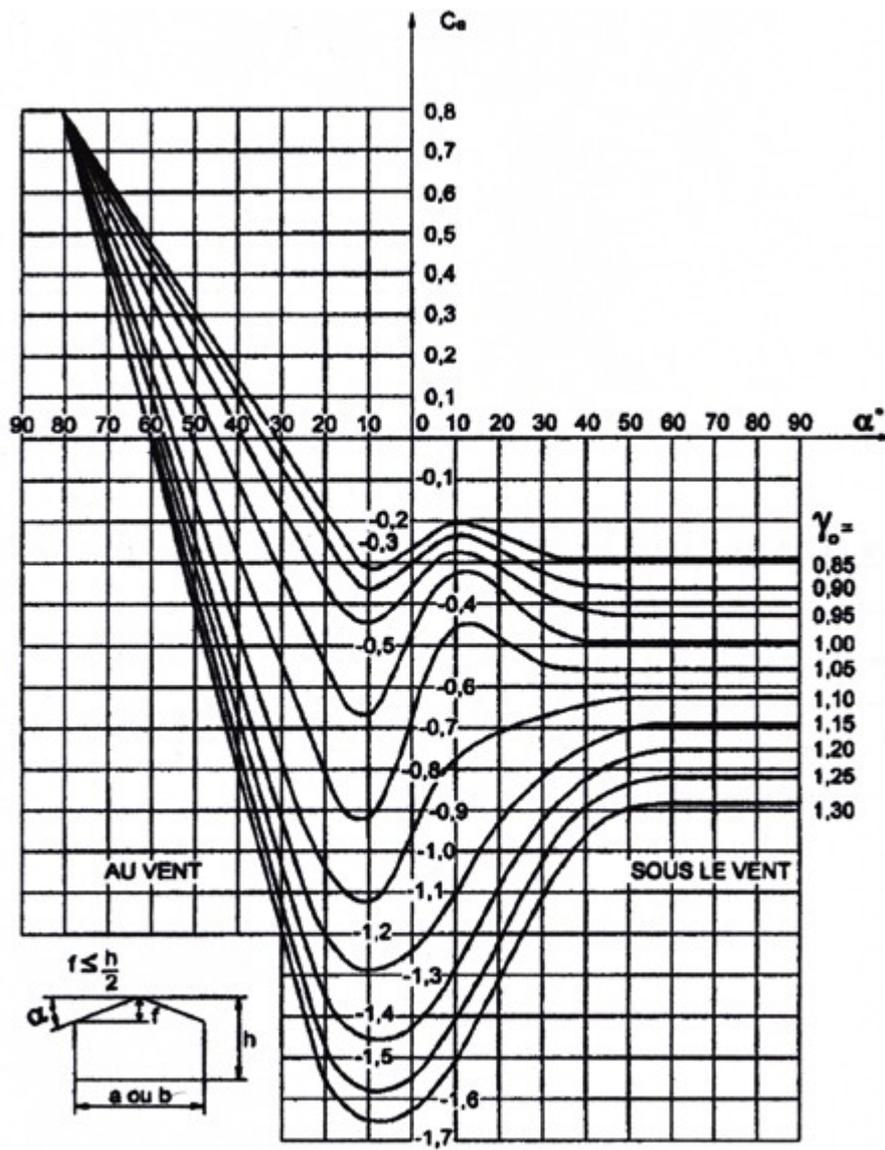
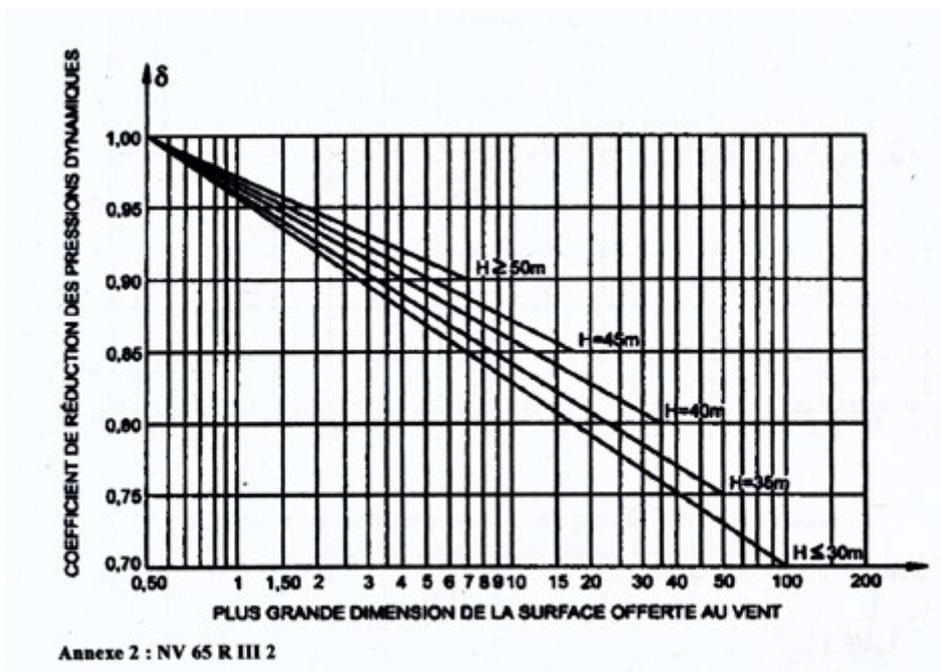


Figure R-III-6 : Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient C_e .

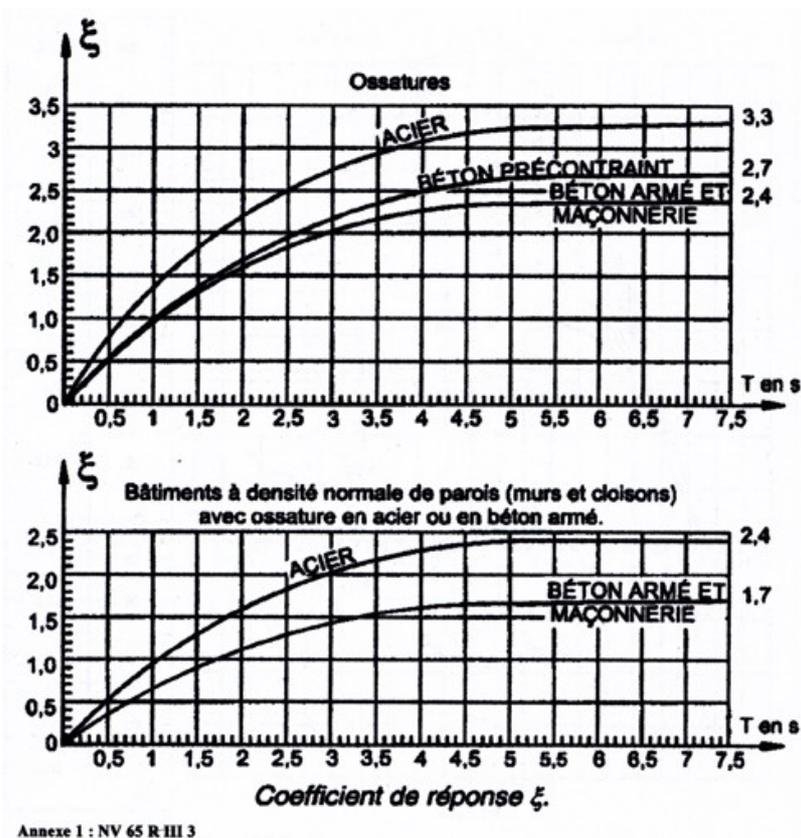


Annexe 3 : NV 65 R III 6

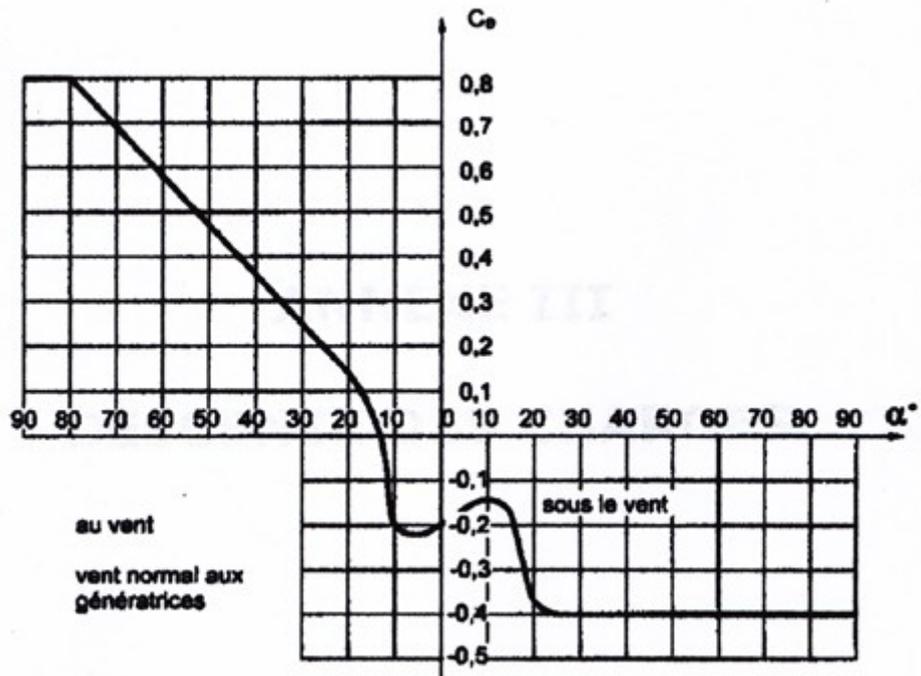
Annexe II : Figure R-III-2 Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces



Coefficient de réponse ξ



Annexe II : Figure R-III-6 : C_e pour les toitures, suivant l'angle d'inclinaison



Annexe 4 : NV 65 R III 6 bis

ANNEXE III

DESCENTES DES CHARGES

Annexe III : Descentes de charges au niveau du poteau G6

poteau G6	Aire plancher (m ²), coeff dégression	Eléments	dimensions (m) poteaux et poutres			charge unitaire (kN/m ²)		charges de l'étage (MN)		Charges cumulées (MN)			G+Q' (MN)
			a	b	L	g	q	G	Q	G	Q	Q'(1)	
PH22	45,36 1	plancher	-	-	-	5,12	1,5	0,26	0,07	0,26	0,07		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,04			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,03			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,03			
		cloison				1		0,00		0,00			
		poteau	0,3	0,3	2,9			0,01		0,01			
		Total							0,35	0,07	0,35	0,07	0,07
PH21	45,36 1	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	0,46	0,15		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,08			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,05			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,05			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	8,25	1		0,03		0,03			
		poteau	0,3	0,3	2,9			0,01		0,01			
Total							0,33	0,07	0,69	0,15	0,15	0,84	
PH20	45,36 0,95	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	0,66	0,22		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,12			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,08			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,08			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	8,25	1		0,03		0,06			
		poteau	0,4	0,4	2,9			0,01		0,02			
Total							0,34	0,07	1,02	0,22	0,22	1,24	
PH19	45,36 0,9	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	0,87	0,30		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,16			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,11			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,10			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,12			
		poteau	0,4	0,4	2,9			0,01		0,04			
Total							0,37	0,07	1,39	0,30	0,28	1,67	
PH18	45,36 0,85	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	1,07	0,37		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,20			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,13			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,13			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,17			
		poteau	0,5	0,5	2,9			0,02		0,05			
Total							0,37	0,07	1,76	0,37	0,33	2,09	
PH17	45,36 0,8	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	1,28	0,45		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,25			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,16			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,15			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,23			
		poteau	0,5	0,5	2,9			0,02		0,07			
Total							0,37	0,07	2,14	0,45	0,37	2,51	

PH16	45,36 0,75	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	1,48	0,52		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,29			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,18			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,18			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,29			
		poteau	0,6	0,6	2,9			0,03		0,10			
		Total						0,38	0,07	2,52	0,52	0,41	2,93
PH15	45,36 0,7	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	1,69	0,60		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,33			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,21			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,20			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,35			
		poteau	0,6	0,6	2,9			0,03		0,12			
		Total						0,38	0,07	2,90	0,60	0,44	3,34
PH14	45,36 0,65	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	1,89	0,67		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,37			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,24			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,23			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,40			
		poteau	0,6	0,6	2,9			0,03		0,15			
		Total						0,38	0,07	3,28	0,67	0,46	3,74
PH13	45,36 0,6	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	2,10	0,75		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,41			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,26			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,25			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,46			
		poteau	0,7	0,7	2,9			0,04		0,19			
		Total						0,39	0,07	3,67	0,75	0,48	4,15
PH12	45,36 0,55	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	2,30	0,82		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,45			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,29			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,28			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,52			
		poteau	0,7	0,7	2,9			0,04		0,22			
		Total						0,39	0,07	4,06	0,82	0,49	4,55
PH11	45,36 0,5	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	2,51	0,90		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,49			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,32			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,30			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,58			
		poteau	0,7	0,7	2,9			0,04		0,26			
		Total						0,39	0,07	4,45	0,90	0,49	4,94
PH10	45,36 0,5	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	2,71	0,97		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,53			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,34			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,33			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,64			
		poteau	0,7	0,7	2,9			0,04		0,29			
		Total						0,39	0,07	4,84	0,97	0,52	5,36

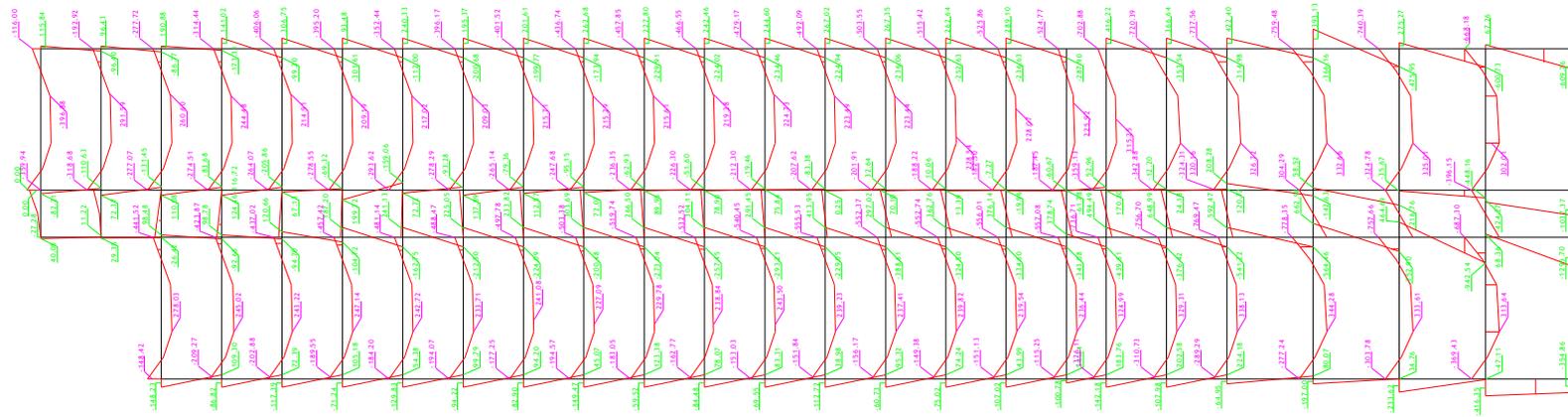
PH9	45,36 0,5	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	2,91	1,05		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,57			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,37			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,35			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,69			
		poteau	0,8	0,8	2,9			0,05		0,34			
		Total						0,40	0,07	5,24	1,05	0,56	5,80
PH8	45,36 0,5	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	3,12	1,12		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,61			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,39			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,38			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,75			
		poteau	0,8	0,8	2,9			0,05		0,39			
		Total						0,40	0,07	5,64	1,12	0,60	6,24
PH7	45,36 0,5	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	3,32	1,20		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,66			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,42			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,40			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,81			
		poteau	0,8	0,8	2,9			0,05		0,43			
		Total						0,40	0,07	6,04	1,20	0,64	6,68
PH6	45,36 1	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	3,53	1,27		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,70			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,45			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,43			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,87			
		poteau	0,9	0,9	2,9			0,06		0,49			
		Total						0,41	0,07	6,46	1,27	1,27	7,73
PH5	45,36 1	plancher				4,1	1,5	0,20	0,07	3,73	1,35		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,74			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,47			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,45			
		mur		3,5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison		3,5	16,5	1		0,06		0,92			
		poteau	0,9	0,9	1,7			0,03		0,53			
		Total						0,39	0,07	6,85	1,35	1,35	8,19
PH4	45,36 1	plancher				4,32	5	0,22	0,25	3,95	1,60		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,78			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,50			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,48			
		mur		3,5	0	2		0,00		0,00			
		cloison				1		0,00		0,92			
		poteau	0,9	0,9	2,9			0,06		0,58			
		Total						0,37	0,25	7,21	1,60	1,60	8,81
PH3	45,36 1	plancher				4,32	5	0,22	0,25	4,16	1,85		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,82			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,53			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,50			
		mur		3,5	0	2		0,00		0,00			
		cloison				1		0,00		0,92			
		poteau	0,9	0,9	2,9			0,06		0,64			
		Total						0,37	0,25	7,58	1,85	1,85	9,43

PH2	45,36 1	plancher				4	4	0,20	0,20	4,36	2,05		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,86			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,55			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,53			
		mur		5	0	0,25		0,00		0,00			
		cloison				1		0,00		0,92			
		poteau	0,9	0,9	4,4			0,09		0,73			
		Total							0,38	0,20	7,96	2,05	2,05
PH1	45,36 1	plancher				4,13	4	0,21	0,20	4,57	2,25		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,90			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,58			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,55			
		mur		5	0	2		0,00		0,00			
		cloison		5	18,8	1		0,09		1,02			
		poteau	1	1	4,4			0,11		0,84			
		Total							0,50	0,20	8,46	2,25	2,25
PH0	45,36 1	plancher				4,13	4	0,21	0,20	4,78	2,44		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,94			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,61			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,58			
		mur		5	0	2		0,00		0,00			
		cloison		5	20,8	1		0,10		1,12			
		poteau	1	1	4,4			0,11		0,95			
		Total							0,51	0,20	8,98	2,44	2,44
PH-1	45,36 1	plancher				4,13	5	0,21	0,25	4,98	2,69		
		poutre 1	0,3	0,65	8,4			0,04		0,98			
		poutre 2	0,3	0,65	5,4			0,03		0,63			
		poutrelles	0,2	0,6	8,4			0,03		0,60			
		mur		5	0	2		0,00		0,00			
		cloison		5	20,8	1		0,10		1,23			
		poteau	1,1	1,1	4,4			0,13		1,08			
		Total							0,54	0,25	9,51	2,69	2,69

ANNEXE IV

DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT

DIAGRAMME DES MOMENTS
FLECHISSANT A LELS



ANNEXE V

RELATIF AU CALCUL DES ARMATURES

ANNEXE VII : VALEURS DE β_u

Tableau 09-I : $\beta_u = f(\mu)$ pour $\mu \leq \mu_{limite}$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

μ	β								
0,002	0,0020	0,102	0,1078	0,202	0,2280	0,302	0,3707	0,402	0,5573
0,004	0,0040	0,104	0,1108	0,204	0,2306	0,304	0,3739	0,404	0,5618
0,006	0,0061	0,106	0,1131	0,206	0,2332	0,306	0,3771	0,406	0,5664
0,008	0,0081	0,108	0,1153	0,208	0,2358	0,308	0,3803	0,408	0,5710
0,010	0,0102	0,110	0,1176	0,210	0,2384	0,310	0,3836	0,410	0,5757
0,012	0,0122	0,112	0,1198	0,212	0,2411	0,312	0,3868	0,412	0,5805
0,014	0,0143	0,114	0,1221	0,214	0,2437	0,314	0,3901	0,414	0,5853
0,016	0,0163	0,116	0,1244	0,216	0,2463	0,316	0,3934	0,416	0,5901
0,018	0,0184	0,118	0,1267	0,218	0,2490	0,318	0,3967	0,418	0,5950
0,020	0,0205	0,120	0,1290	0,220	0,2517	0,320	0,4000	0,420	0,6000
0,022	0,0225	0,122	0,1313	0,222	0,2543	0,322	0,4033	0,422	0,6050
0,024	0,0246	0,124	0,1336	0,224	0,2570	0,324	0,4067	0,424	0,6101
0,026	0,0267	0,126	0,1359	0,226	0,2597	0,326	0,4101	0,426	0,6153
0,028	0,0288	0,128	0,1382	0,228	0,2624	0,328	0,4135	0,428	0,6205
0,030	0,0309	0,130	0,1405	0,230	0,2652	0,330	0,4169	0,430	0,6258
0,032	0,0330	0,132	0,1428	0,232	0,2679	0,332	0,4203	0,432	0,6312
0,034	0,0351	0,134	0,1452	0,234	0,2706	0,334	0,4238	0,434	0,6367
0,036	0,0372	0,136	0,1475	0,236	0,2734	0,336	0,4273	0,436	0,6422
0,038	0,0393	0,138	0,1498	0,238	0,2761	0,338	0,4308	0,438	0,6479
0,040	0,0414	0,140	0,1522	0,240	0,2789	0,340	0,4343	0,440	0,6536
0,042	0,0435	0,142	0,1546	0,242	0,2817	0,342	0,4379	0,442	0,6594
0,044	0,0456	0,144	0,1569	0,244	0,2845	0,344	0,4414	0,444	0,6653
0,046	0,0477	0,146	0,1593	0,246	0,2873	0,346	0,4450	0,446	0,6714
0,048	0,0498	0,148	0,1617	0,248	0,2901	0,348	0,4486	0,448	0,6775
0,050	0,0519	0,150	0,1641	0,250	0,2929	0,350	0,4523	0,450	0,6838
0,052	0,0541	0,152	0,1664	0,252	0,2957	0,352	0,4559	0,452	0,6902
0,054	0,0562	0,154	0,1688	0,254	0,2986	0,354	0,4596	0,454	0,6967
0,056	0,0583	0,156	0,1713	0,256	0,3014	0,356	0,4633	0,456	0,7034
0,058	0,0604	0,158	0,1737	0,258	0,3043	0,358	0,4671	0,458	0,7102
0,060	0,0626	0,160	0,1761	0,260	0,3072	0,360	0,4708	0,460	0,7172
0,062	0,0647	0,162	0,1785	0,262	0,3101	0,362	0,4746	0,462	0,7243
0,064	0,0668	0,164	0,1809	0,264	0,3130	0,364	0,4785	0,464	0,7317
0,066	0,0690	0,166	0,1834	0,266	0,3159	0,366	0,4823	0,466	0,7392
0,068	0,0711	0,168	0,1858	0,268	0,3188	0,368	0,4862	0,468	0,7470
0,070	0,0732	0,170	0,1883	0,270	0,3218	0,370	0,4901	0,470	0,7551
0,072	0,0754	0,172	0,1908	0,272	0,3247	0,372	0,4940	0,472	0,7634
0,074	0,0775	0,174	0,1932	0,274	0,3277	0,374	0,4980	0,474	0,7720
0,076	0,0797	0,176	0,1957	0,276	0,3307	0,376	0,5020	0,476	0,7809
0,078	0,0818	0,178	0,1982	0,278	0,3337	0,378	0,5060	0,478	0,7902
0,080	0,0840	0,180	0,2007	0,280	0,3367	0,380	0,5101	0,480	0,8000
0,082	0,0861	0,182	0,2032	0,282	0,3397	0,382	0,5142		
0,084	0,0883	0,184	0,2057	0,284	0,3427	0,384	0,5183		
0,086	0,0904	0,186	0,2075	0,286	0,3458	0,386	0,5225		
0,088	0,0926	0,188	0,2101	0,288	0,3488	0,388	0,5267		
0,090	0,0948	0,190	0,2126	0,290	0,3519	0,390	0,5310		
0,092	0,0969	0,192	0,2151	0,292	0,3550	0,392	0,5352		
0,094	0,0991	0,194	0,2177	0,294	0,3581	0,394	0,5396		
0,096	0,1013	0,196	0,2203	0,296	0,3613	0,396	0,5439		
0,098	0,1034	0,198	0,2228	0,298	0,3644	0,398	0,5483		
0,100	0,1056	0,200	0,2254	0,300	0,3675	0,400	0,5528		

ANNEXE VII : VALEURS DE β_u

Tableau 09-II : $\beta_u = f(\mu)$ et $\beta'_u = f(\mu)$ pour $\mu_{limite} \geq \mu \geq 0,001$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \quad \text{et} \quad A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

μ	fe E 400		fe E 500		μ	fe E 400		fe E 500	
	β	β'	β	β'		β	β'	β	β'
0,375			0,4972	0,0037	0,525	0,6845	0,1500	0,6659	0,1724
0,380			0,5028	0,0093	0,530	0,6901	0,1557	0,6716	0,1781
0,385			0,5084	0,0149	0,535	0,6957	0,1613	0,6772	0,1837
0,390			0,5141	0,0206	0,540	0,7014	0,1669	0,6828	0,1893
0,395	0,5382	0,0038	0,5197	0,0262	0,545	0,7070	0,1725	0,6884	0,1949
0,400	0,5439	0,0094	0,5253	0,0318	0,550	0,7126	0,1782	0,6941	0,2006
0,405	0,5495	0,0150	0,5309	0,0374	0,555	0,7182	0,1838	0,6997	0,2062
0,410	0,5551	0,0207	0,5366	0,0431	0,560	0,7239	0,1894	0,7053	0,2118
0,415	0,5607	0,0263	0,5422	0,0487	0,565	0,7295	0,1950	0,7109	0,2174
0,420	0,5664	0,0319	0,5478	0,0543	0,570	0,7351	0,2007	0,7166	0,2231
0,425	0,5720	0,0375	0,5534	0,0599	0,575	0,7407	0,2063	0,7222	0,2287
0,430	0,5776	0,0432	0,5591	0,0656	0,580	0,7464	0,2119	0,7278	0,2343
0,435	0,5832	0,0488	0,5647	0,0712	0,585	0,7520	0,2175	0,7334	0,2399
0,440	0,5889	0,0544	0,5703	0,0768	0,590	0,7576	0,2232	0,7391	0,2456
0,445	0,5945	0,0600	0,5759	0,0824	0,595	0,7632	0,2288	0,7447	0,2512
0,450	0,6001	0,0657	0,5816	0,0881	0,600	0,7689	0,2344	0,7503	0,2568
0,455	0,6057	0,0713	0,5872	0,0937	0,605	0,7745	0,2400	0,7559	0,2624
0,460	0,6114	0,0769	0,5928	0,0993	0,610	0,7801	0,2457	0,7616	0,2681
0,465	0,6170	0,0825	0,5984	0,1049	0,615	0,7857	0,2513	0,7672	0,2737
0,470	0,6226	0,0882	0,6041	0,1106	0,620	0,7914	0,2569	0,7728	0,2793
0,475	0,6282	0,0938	0,6097	0,1162	0,625	0,7970	0,2625	0,7784	0,2849
0,480	0,6339	0,0994	0,6153	0,1218	0,630	0,8026	0,2682	0,7841	0,2906
0,485	0,6395	0,1050	0,6209	0,1274	0,635	0,8082	0,2738	0,7897	0,2962
0,490	0,6451	0,1107	0,6266	0,1331	0,640	0,8139	0,2794	0,7953	0,3018
0,495	0,6507	0,1163	0,6322	0,1387	0,645	0,8195	0,2850	0,8009	0,3074
0,500	0,6564	0,1219	0,6378	0,1443	0,650	0,8251	0,2907	0,8066	0,3131
0,505	0,6620	0,1275	0,6434	0,1499	0,655	0,8307	0,2963	0,8122	0,3187
0,510	0,6676	0,1332	0,6491	0,1556	0,660	0,8364	0,3019	0,8178	0,3243
0,515	0,6732	0,1388	0,6547	0,1612	0,665	0,8420	0,3075	0,8234	0,3299
0,520	0,6789	0,1444	0,6603	0,1668	0,670	0,8476	0,3132	0,8291	0,3356

Tableau 10-1 : Vérification rapide de l'ELS

valeurs de $\mu_{ser\ lim} = \frac{M_{ser\ lim}}{b d^2 f_{c,j}}$ en fonction de $\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$

HA fe E 400 fissuration non préjudiciable		(pas de condition sur l'acier)						
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	ELU	16	18	20	25	30	40	50
0,02	0,0340	0,0359	0,0376	0,0415	0,0449	0,0508	0,0557	0,0600
0,04	0,0464	0,0488	0,0510	0,0560	0,0603	0,0676	0,0737	0,0789
0,06	0,0553	0,0580	0,0605	0,0662	0,0711	0,0792	0,0859	0,0916
0,08	0,0624	0,0654	0,0682	0,0743	0,0796	0,0882	0,0953	0,101
0,10	0,0685	0,0717	0,0746	0,0811	0,0866	0,0957	0,103	0,109
0,12	0,0738	0,0772	0,0802	0,0870	0,0927	0,102	0,109	0,115
0,14	0,0786	0,0821	0,0852	0,0922	0,0980	0,107	0,115	0,121
0,16	0,0829	0,0865	0,0898	0,0969	0,103	0,112	0,120	0,126
0,18	0,0869	0,0906	0,0939	0,101	0,107	0,117	0,124	0,130
0,20	0,0906	0,0944	0,0978	0,105	0,111	0,121	0,128	0,134
0,22	0,0941	0,0979	0,101	0,109	0,115	0,124	0,132	0,138
0,24	0,0974	0,101	0,105	0,112	0,118	0,128	0,135	0,141
0,26	0,101	0,104	0,108	0,115	0,122	0,131	0,138	0,144
0,28	0,104	0,107	0,111	0,118	0,125	0,134	0,141	0,147
0,30	0,106	0,110	0,114	0,121	0,127	0,137	0,144	0,149
0,32	0,109	0,113	0,117	0,124	0,130	0,140	0,147	0,152
0,34	0,112	0,116	0,120	0,127	0,133	0,142	0,149	0,154
0,36	0,115	0,119	0,122	0,130	0,136	0,145	0,151	0,157
0,38	0,117	0,121	0,125	0,132	0,138	0,147	0,154	0,159
0,40	0,121	0,125	0,129	0,136	0,143	0,152	0,160	0,166
0,42	0,125	0,129	0,133	0,142	0,150	0,162	0,171	0,180
0,44	0,129	0,134	0,138	0,148	0,157	0,171	0,183	0,193
0,46	0,133	0,138	0,143	0,154	0,164	0,180	0,194	0,207
0,48	0,137	0,142	0,148	0,160	0,171	0,189	0,206	0,221
0,50	0,141	0,147	0,153	0,165	0,178	0,196	0,217	0,235
0,52	0,145	0,151	0,157	0,172	0,185	0,208	0,229	0,249
0,54	0,149	0,156	0,162	0,178	0,192	0,217	0,240	0,263
0,56	0,153	0,160	0,167	0,183	0,198	0,226	0,252	0,277
0,58	0,157	0,164	0,172	0,189	0,205	0,235	0,264	0,291
0,60	0,160	0,169	0,177	0,195	0,212	0,245	0,275	0,305
0,62	0,164	0,173	0,181	0,201	0,219	0,254	0,287	0,319
0,64	0,168	0,177	0,186	0,207	0,227	0,263	0,298	0,332
0,66	0,172	0,182	0,191	0,213	0,234	0,273	0,310	0,346

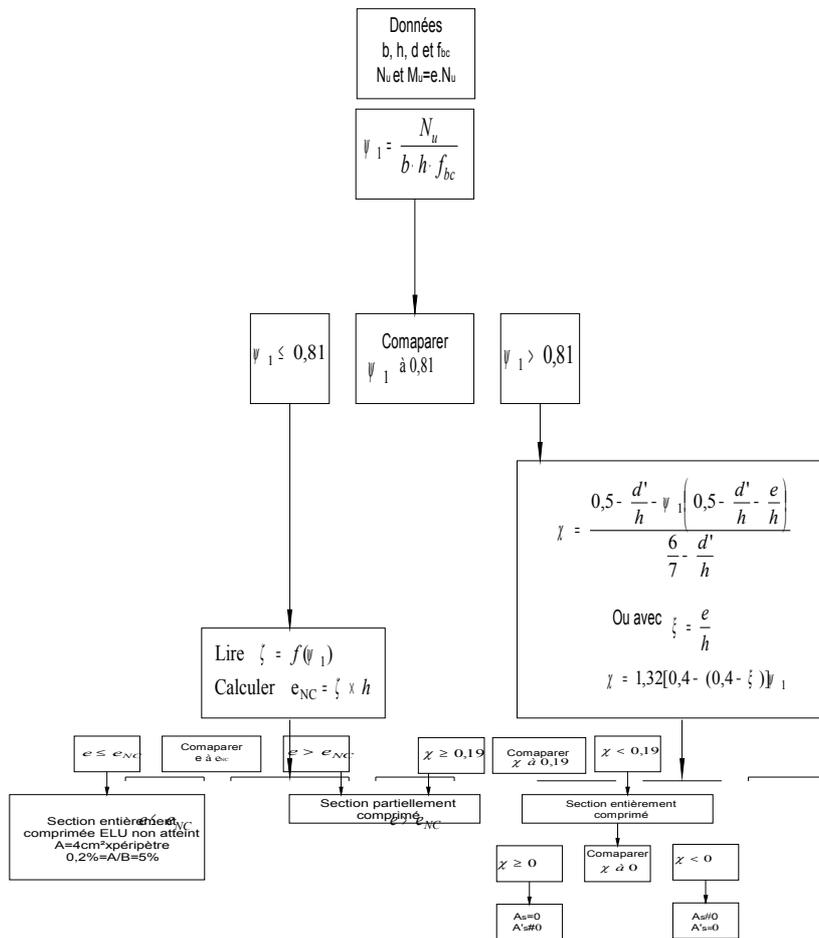
Tableau 10-II : Vérification rapide de l'ELS

valeurs de $\mu_{ser\ lim} = \frac{M_{ser\ lim}}{b d^2 f_{cj}}$ en fonction de $\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$

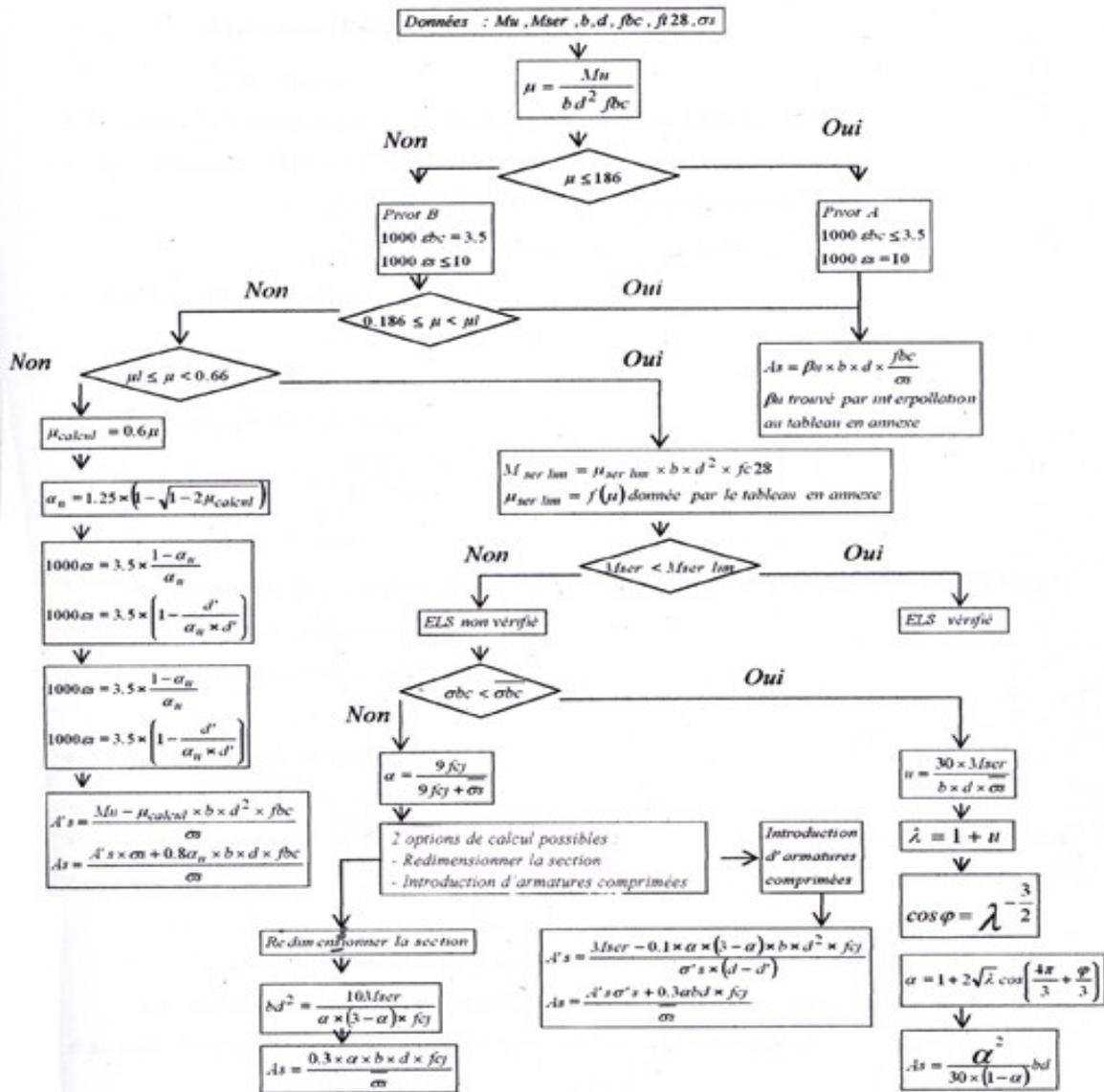
HA fe E 400 fissuration préjudiciable								
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0067	0,0075	0,0081	0,0081
0,04	0,0126	0,0125	0,0125	0,0125	0,0133	0,0147	0,0160	0,0160
0,06	0,0188	0,0188	0,0187	0,0187	0,0198	0,0219	0,0238	0,0238
0,08	0,0252	0,0251	0,0250	0,0249	0,0264	0,0292	0,0316	0,0316
0,10	0,0315	0,0314	0,0313	0,0312	0,0331	0,0364	0,0394	0,0394
0,12	0,0380	0,0378	0,0376	0,0376	0,0398	0,0438	0,0473	0,0473
0,14	0,0446	0,0443	0,0441	0,0440	0,0466	0,0512	0,0554	0,0553
0,16	0,0513	0,0510	0,0507	0,0505	0,0535	0,0588	0,0635	0,0634
0,18	0,0581	0,0578	0,0575	0,0572	0,0605	0,0665	0,0718	0,0716
0,20	0,0651	0,0647	0,0643	0,0641	0,0677	0,0744	0,0803	0,0801
0,22	0,0723	0,0716	0,0714	0,0711	0,0751	0,0824	0,0889	0,0887
0,24	0,0797	0,0791	0,0787	0,0783	0,0827	0,0907	0,0979	0,0976
0,26	0,0873	0,0867	0,0861	0,0857	0,0905	0,0993	0,107	0,107
0,28	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0986	0,108	0,117	0,116
0,30	0,103	0,103	0,102	0,101	0,107	0,117	0,126	0,126
0,32	0,109	0,111	0,110	0,110	0,116	0,127	0,137	0,136
0,34	0,112	0,116	0,119	0,118	0,125	0,137	0,148	0,147
0,36	0,115	0,119	0,122	0,120	0,135	0,145	0,151	0,157
0,38	0,117	0,121	0,125	0,132	0,138	0,147	0,154	0,159
0,40	0,121	0,125	0,129	0,136	0,143	0,152	0,160	0,166
0,42	0,125	0,129	0,133	0,142	0,150	0,162	0,171	0,180
0,44	0,129	0,134	0,138	0,148	0,157	0,171	0,183	0,193
0,46	0,133	0,138	0,143	0,154	0,164	0,180	0,194	0,207
0,48	0,137	0,142	0,148	0,160	0,171	0,189	0,206	0,221
0,50	0,141	0,147	0,153	0,166	0,178	0,198	0,217	0,232
0,52	0,145	0,151	0,157	0,172	0,185	0,208	0,229	0,241
0,54	0,149	0,156	0,162	0,178	0,192	0,217	0,240	0,251
0,56	0,153	0,160	0,167	0,183	0,198	0,226	0,252	0,260
0,58	0,157	0,164	0,172	0,189	0,205	0,235	0,264	0,269
0,60	0,160	0,168	0,177	0,195	0,212	0,245	0,275	0,278
0,62	0,164	0,173	0,181	0,201	0,219	0,254	0,284	0,287
0,64	0,168	0,177	0,186	0,207	0,227	0,263	0,293	0,297
0,66	0,172	0,182	0,191	0,213	0,234	0,273	0,302	0,306

Caractères droits : condition sur le béton la plus défavorable. Caractères italiques : condition sur l'acier la plus défavorable.

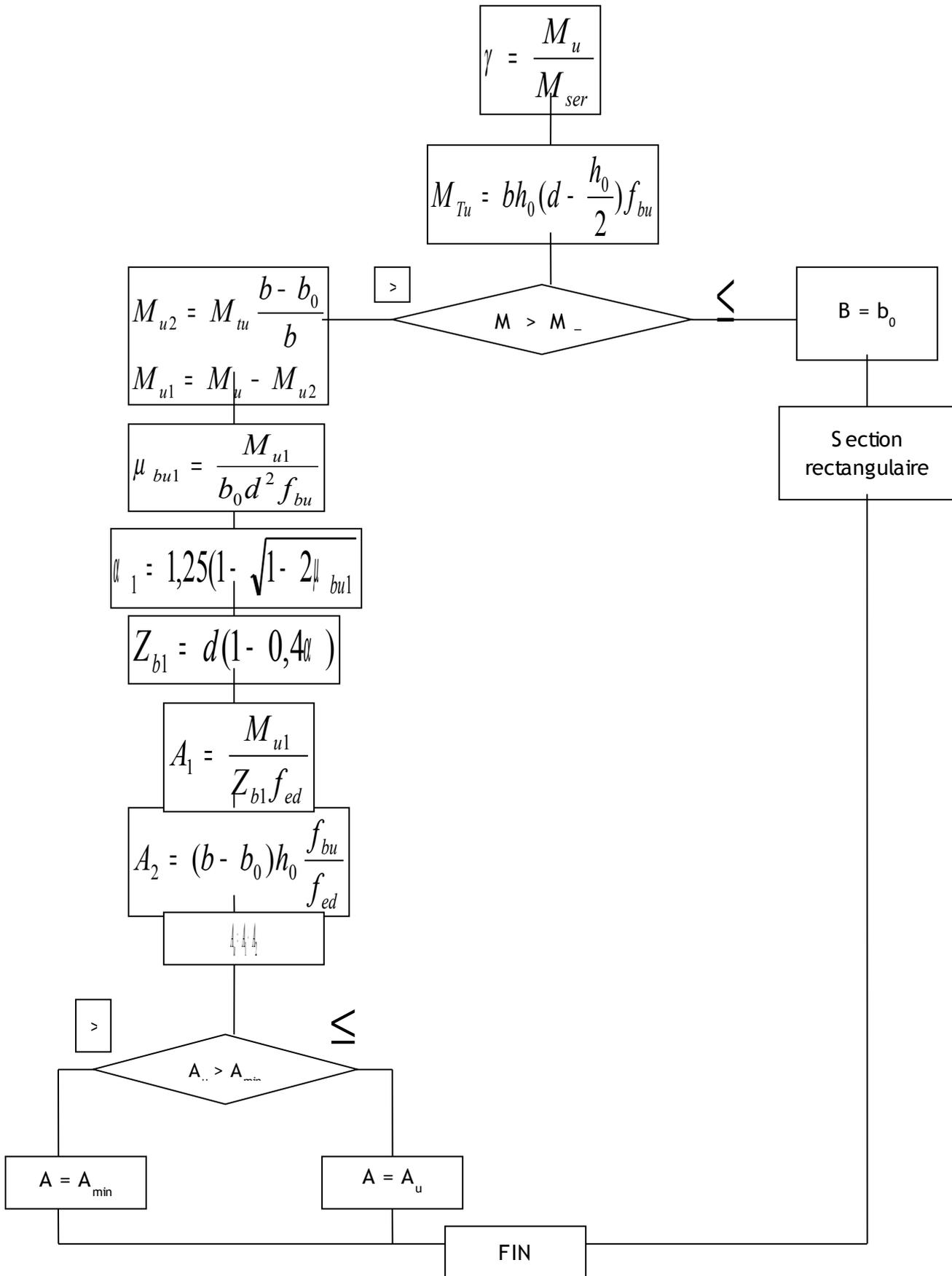
Organigramme de calcul d'un poteau en flexion composée



Organigramme de calcul d'une poutre en flexion simple



Organigramme du dimensionnement à l'ELU d'une section en T suivant le



ANNEXE VI

RELATIF AU CALCUL DES VOILES

ANNEXE IV : Abaque de répartition des moments sur les refends

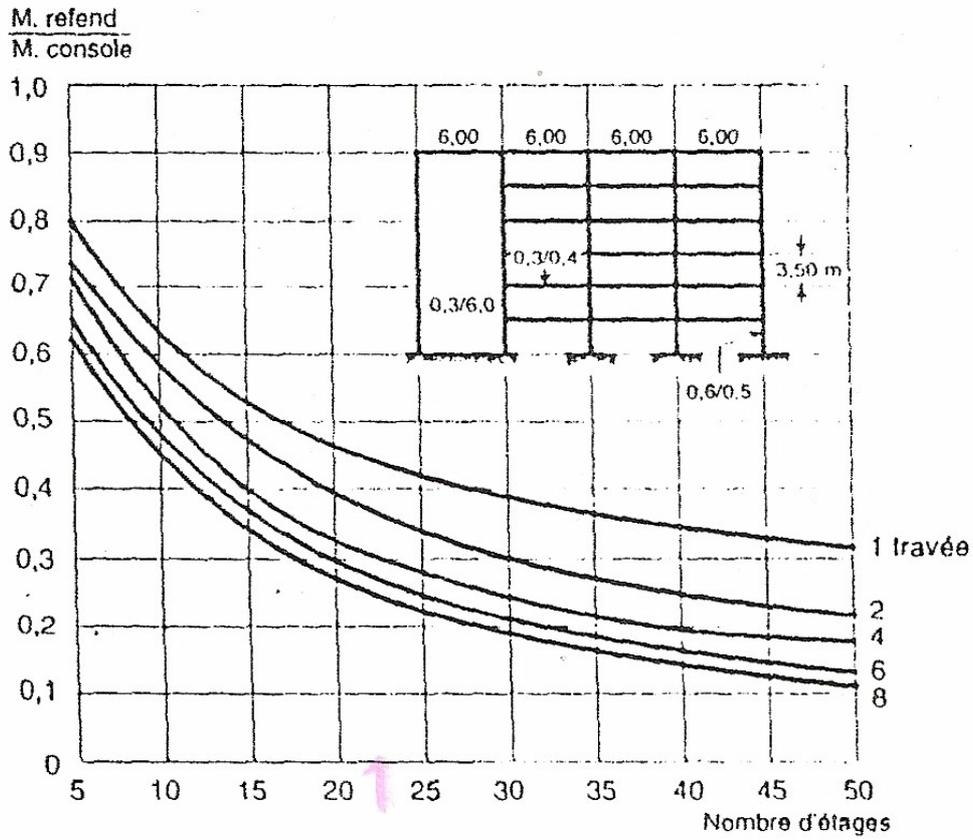


Figure 85 : Proportion du moment M repris par le refend en fonction du nombre d'étages.

Tableau donnant les valeurs de $\Phi(\alpha, \xi)$ pour les efforts tranchants linteaux

Et de $\psi(\alpha, \xi)$ pour les moments dans les refends

II - Constructions à murs porteurs (refends)

ξ	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	25
1.00	0.091	0.083	0.077	0.071	0.067	0.062	0.059	0.056	0.053	0.050	0.043
0.95	0.090	0.082	0.076	0.070	0.066	0.061	0.058	0.055	0.052	0.049	0.042
0.90	0.089	0.081	0.075	0.069	0.065	0.060	0.057	0.054	0.051	0.048	0.041
0.85	0.088	0.080	0.074	0.068	0.064	0.059	0.056	0.053	0.050	0.047	0.040
0.80	0.087	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.055	0.052	0.049	0.046	0.039
0.75	0.086	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.054	0.051	0.048	0.045	0.038
0.70	0.085	0.077	0.071	0.065	0.061	0.056	0.053	0.050	0.047	0.044	0.037
0.65	0.084	0.076	0.070	0.064	0.060	0.055	0.052	0.049	0.046	0.043	0.036
0.60	0.083	0.075	0.069	0.063	0.059	0.054	0.051	0.048	0.045	0.042	0.035
0.55	0.082	0.074	0.068	0.062	0.058	0.053	0.050	0.047	0.044	0.041	0.034
0.50	0.081	0.073	0.067	0.061	0.057	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.033
0.45	0.080	0.072	0.066	0.060	0.056	0.051	0.048	0.045	0.042	0.039	0.032
0.40	0.079	0.071	0.065	0.059	0.055	0.050	0.047	0.044	0.041	0.038	0.031
0.35	0.078	0.070	0.064	0.058	0.054	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.030
0.30	0.077	0.069	0.063	0.057	0.053	0.048	0.045	0.042	0.039	0.036	0.029
0.25	0.076	0.068	0.062	0.056	0.052	0.047	0.044	0.041	0.038	0.035	0.028
0.20	0.075	0.067	0.061	0.055	0.051	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.027
0.15	0.074	0.066	0.060	0.054	0.050	0.045	0.042	0.039	0.036	0.033	0.026
0.10	0.073	0.065	0.059	0.053	0.049	0.044	0.041	0.038	0.035	0.032	0.025
0.05	0.072	0.064	0.058	0.052	0.048	0.043	0.040	0.037	0.034	0.031	0.024
0.0	0.071	0.063	0.057	0.051	0.047	0.042	0.039	0.036	0.033	0.030	0.023

79

© BUREAU NATIONAL DE RECHERCHE 1993

MÉTHODE DE LA PLATEAU

Tableau 3 : Contournement par refend avec ouverture.

Cas du chargement uniforme.
 Valeurs des coefficients :
 $\Phi(\alpha, \xi)$: efforts tranchants linteaux
 $\psi(\alpha, \xi)$: moments dans les refends

ξ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.00	0.113	0.105	0.100	0.095	0.091	0.087	0.083	0.080	0.077	0.074
0.95	0.112	0.104	0.099	0.094	0.090	0.086	0.082	0.079	0.076	0.073
0.90	0.111	0.103	0.098	0.093	0.089	0.085	0.081	0.078	0.075	0.072
0.85	0.110	0.102	0.097	0.092	0.088	0.084	0.080	0.077	0.074	0.071
0.80	0.109	0.101	0.096	0.091	0.087	0.083	0.079	0.076	0.073	0.070
0.75	0.108	0.100	0.095	0.090	0.086	0.082	0.078	0.075	0.072	0.069
0.70	0.107	0.099	0.094	0.089	0.085	0.081	0.077	0.074	0.071	0.068
0.65	0.106	0.098	0.093	0.088	0.084	0.080	0.076	0.073	0.070	0.067
0.60	0.105	0.097	0.092	0.087	0.083	0.079	0.075	0.072	0.069	0.066
0.55	0.104	0.096	0.091	0.086	0.082	0.078	0.074	0.071	0.068	0.065
0.50	0.103	0.095	0.090	0.085	0.081	0.077	0.073	0.070	0.067	0.064
0.45	0.102	0.094	0.089	0.084	0.080	0.076	0.072	0.069	0.066	0.063
0.40	0.101	0.093	0.088	0.083	0.079	0.075	0.071	0.068	0.065	0.062
0.35	0.100	0.092	0.087	0.082	0.078	0.074	0.070	0.067	0.064	0.061
0.30	0.099	0.091	0.086	0.081	0.077	0.073	0.069	0.066	0.063	0.060
0.25	0.098	0.090	0.085	0.080	0.076	0.072	0.068	0.065	0.062	0.059
0.20	0.097	0.089	0.084	0.079	0.075	0.071	0.067	0.064	0.061	0.058
0.15	0.096	0.088	0.083	0.078	0.074	0.070	0.066	0.063	0.060	0.057
0.10	0.095	0.087	0.082	0.077	0.073	0.069	0.065	0.062	0.059	0.056
0.05	0.094	0.086	0.081	0.076	0.072	0.068	0.064	0.061	0.058	0.055
0.0	0.093	0.085	0.080	0.075	0.071	0.067	0.063	0.060	0.057	0.054

© BUREAU NATIONAL DE RECHERCHE 1993

8

Tableau donnant les valeurs de la section nominale de des armatures $A_{v, \min}$ (cm²) et de $A_{h, \min}$

Tableau 6 : Section minimale des armatures $A_{v, \min}$ (cm²) et $A_{h, \min}$ (cm²).

$$A_{v, \min} = \rho_{v, \min} \times a \times d$$

$$A_{h, \min} = \rho_{h, \min} \times 100 \times a$$

$\frac{N_u}{N_{u, \lim}}$	mur intermédiaire		mur de rive	
	$\rho_{v, \min}$	$\rho_{h, \min}$	$\rho_{v, \min}$	$\rho_{h, \min}$
0,00	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,05	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,10	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,15	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,20	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,25	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,30	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,35	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,40	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,45	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,50	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
0,55	0,0010	0,0010	0,0011	0,0010
0,60	0,0010	0,0010	0,0013	0,0010
0,65	0,0011	0,0010	0,0016	0,0011
0,70	0,0013	0,0010	0,0018	0,0012
0,75	0,0015	0,0010	0,0021	0,0014
0,80	0,0017	0,0011	0,0024	0,0016
0,85	0,0019	0,0012	0,0026	0,0017
0,90	0,0020	0,0014	0,0027	0,0019
0,95	0,0022	0,0015	0,0031	0,0021
1,00	0,0024	0,0016	0,0034	0,0022

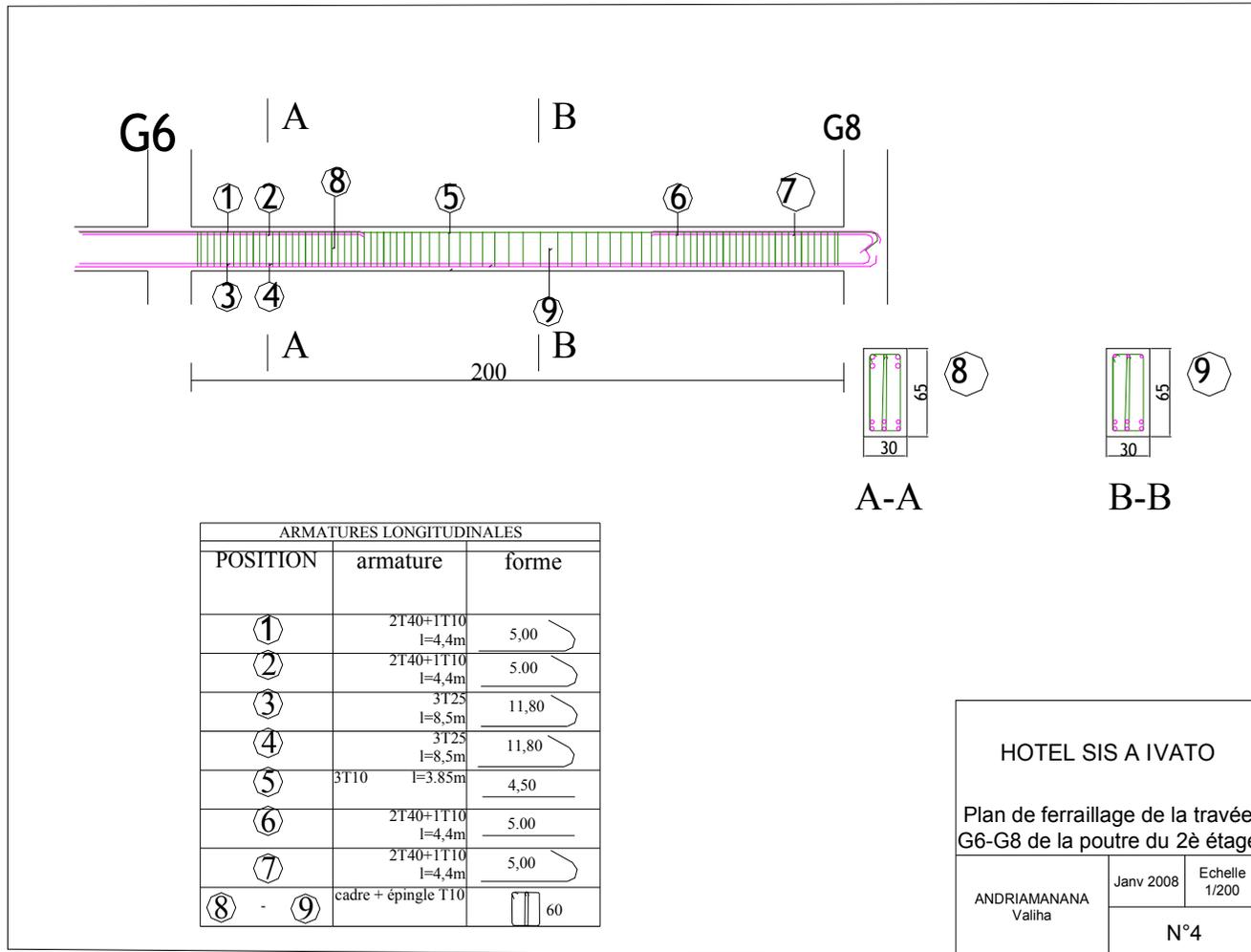
Tableau de calcul de la répartition des efforts dans les voiles

	notations	Formules		voile 1	voile 2	voile 3	voile 4	voile 5	voile 6	somme
dimensions	t_i			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
	h_i									
				5,4	12,83	13,13	13,13	12,83	5,4	
angle				0	0	0	0	0	0	
cos				1	1	1	1	1	1	
sin				0	0	0	0	0	0	
inerties principales % à G_i	I'_{xi}			2,6244	35,2	37,7	37,7	35,2	2,6244	
	I'_{yi}			0,0036	10,7	0,0087	0,0087	10,7	0,0036	
inerties /Oixiyi	I_{xi}			2,62	35,2	37,7	37,7	35,2	2,6244	151,05
	I_{yi}			0,0036	10,7	0,0087	0,0087	10,7	0,0036	21,42
	I_{xyi}			0	0	0	0	0	0	0
centre de torsion	X_{oi}			1,65	3,1	22,8	22,8	55,124	52,35	
	Y_{oi}			5,4	13,32	14,85	14,85	14,28	5,4	
		$I_{xi} X_{oi}$	m^5	4,33	109,12	859,56	859,56	1 940,36	137,39	3 910,32
		$I_{yi} Y_{oi}$	m^5	0,02	142,52	0,13	0,13	152,80	0,02	295,62
		$I_{xyi} X_{oi}$	m^5	0	0	0	0	0	0	0
		$I_{xyi} Y_{oi}$	m^5	0	0	0	0	0	0	0
		$(I'_{xi}-I'_{yi}) \sin 2\theta_i$	M^4	0	0	0	0	0	0	0
		$(I'_{xi}-I'_{yi}) \cos 2\theta_i$	M^4	2,6208	24,5	37,691	37,691	24,5	2,62	129,62
composantes de P	P_x	$\Sigma (I y_i)$	M^4	21,424707						
	P_y	$\Sigma (I x_{yi})$		0						
composantes de Q	Q_x	$\Sigma (I x_{yi})$		0						
	Q_y	$\Sigma (I x_i)$		151,05						
moment %O des inerties de l'ens	M_p	$\Sigma (I x_{yixoi} - I x_{yi} Y_{oi})$		-295,62						
	M_o	$\Sigma (I x_{ixoi} - I x_{yi} Y_{oi})$		3 910,32						
abscisse à l'origine	x_p	M_p/M_y								
	x_o	M_q/Q_v		25,89						
ordonnée à l'origine	y_p	M_p/M_y		13,80						
	y_o	M_q/Q_x								
centre de torsion	x_c	$(y_p - y_o)/(y_p/x_p - y_o/x_o)$		25,89						
	y_c	$(x_p - x_o)/(x_p/y_p - x_o/y_o)$		13,80						
angle	$tg 2$	$tg 2\delta$		0						
				0						
sin		δ		0						
cos		δ		1						

force ext/repère Oxy	H_x	donnée	kN	0						
	H_y	donnée	kN	2502,5 = 35%7150						
	x_{Hy}	donnée		27						
	y_{Hy}	donnée		0						
	M	$(xhy-xc)Hy-(yhx-yc)Hx$	kNm	2 783,26	783,26 ²	2 783,26	2 783,26	2 783,26	2 783,26	
	H_x	$Hx\cos\delta+Hysin\delta$	kN	0,00						
	H_y	$-Hxsin\delta+Hycos\delta$	kN	2 502,50						
angle	ϕ_i	$\theta_i + \delta$	°	0	0	0	0	0	0	0
	ϕ_i		rad	0	0	0	0	0	0	0
inertie % CXY	I_{x_i}	$I'x_i \cos^2 \phi_i + I'y_i \sin^2 \phi_i$	m ⁴	2,62	35,20	37,70	37,70	35,20	2,62	151,0488
	I_{y_i}	$I'x_i \sin^2 \phi_i + I'y_i \cos^2 \phi_i$	m ⁴	0,0036	10,7	0,0087	0,0087	10,7	0,0036	21,424
	$I_{x_{y_i}}$	$(I'x_i - I'y_i)\cos \phi_i \sin \phi_i$	m ⁴	0	0	0	0	0	0	0
		$Ix_i \sin \phi_i$	m ⁴	0	0	0	0	0	0	0
		$Ix_i \cos \phi_i$	m ⁴	2,62	35,20	37,70	37,70	35,20	2,62	
		$Iy_i \sin \phi_i$	m ⁴	0	0	0	0	0	0	0
		$Iy_i \cos \phi_i$	m ⁴	0,0036	10,7	0,008753	0,0087533	10,7	0,0036	
		$Ixy_i \sin \phi_i$	m ⁴	0	0	0	0	0	0	0
		$Ixy_i \cos \phi_i$	m ⁴	0	0	0	0	0	0	0
efforts dus à la translation	F_{x_i}		kN	0	0	0	0	0	0	0
	F_{y_i}		kN	43,48	583,18	624,59	624,59	583,18	43,48	
coordonnées de C/Oix'iy'i	x'_{ic}	$(xc - xoi)\cos \theta_i - (yc - yoi) \sin \theta_i$	m	24,24	22,79	3,09	3,09	-29,24	-26,46	
	y'_{ic}	$(xc - xoi)\sin \theta_i - (yc - yoi) \cos \theta_i$	m	8,40	0,48	-1,05	-1,05	-0,48	8,40	
distance de C à Oixi	r_{x_i}	y'_{ic}	m	8,40	0,48	-1,05	-1,05	-0,48	8,40	
distance de C à Oiyi	r_{y_i}	$-x'_{ic}$	m	-24,24	-22,79	-3,09	-3,09	29,24	26,46	
rigidité à la torsion	J	$rx_i^2 I'y_i + ry_i^2 I'x_i$		1 542,01	18 281,25	359,46	359,46	30 089,86	1 837,98	52 470
efforts dus à la torsion	R_{x_i}	$Mrx_i I'y_i/J$		0,0016	0,27	-0,00045	-0,00045	-0,27356	0,0016	
	R_{y_i}	$Mry_i I'x_i/J$		-3,37	-42,55	-6,17	-6,17	54,59	3,68	
efforts dans les voiles	H'_{x_i}	$Fx_i + Rx_i$		0,0016	0,27	-0,00045	-0,00045	-0,27356	0,0016	
	H'_{y_i}	$Fy_i + Ry_i$		40,11	540,63	618,42	618,42	637,76	47,16	
	H_{x_i}	$H'x_i \sin \theta_i - H'y_i \cos \theta_i$	kN	0,0016	0,271	-0,00045	-0,00045	-0,27356	0,0016	8,6E-16
	H_{y_i}	$-H'x_i \sin \theta_i + H'y_i \cos \theta_i$	kN	40,11	540,63	618,42	618,42	637,76	47,16	2502,5

ANNEXE VII

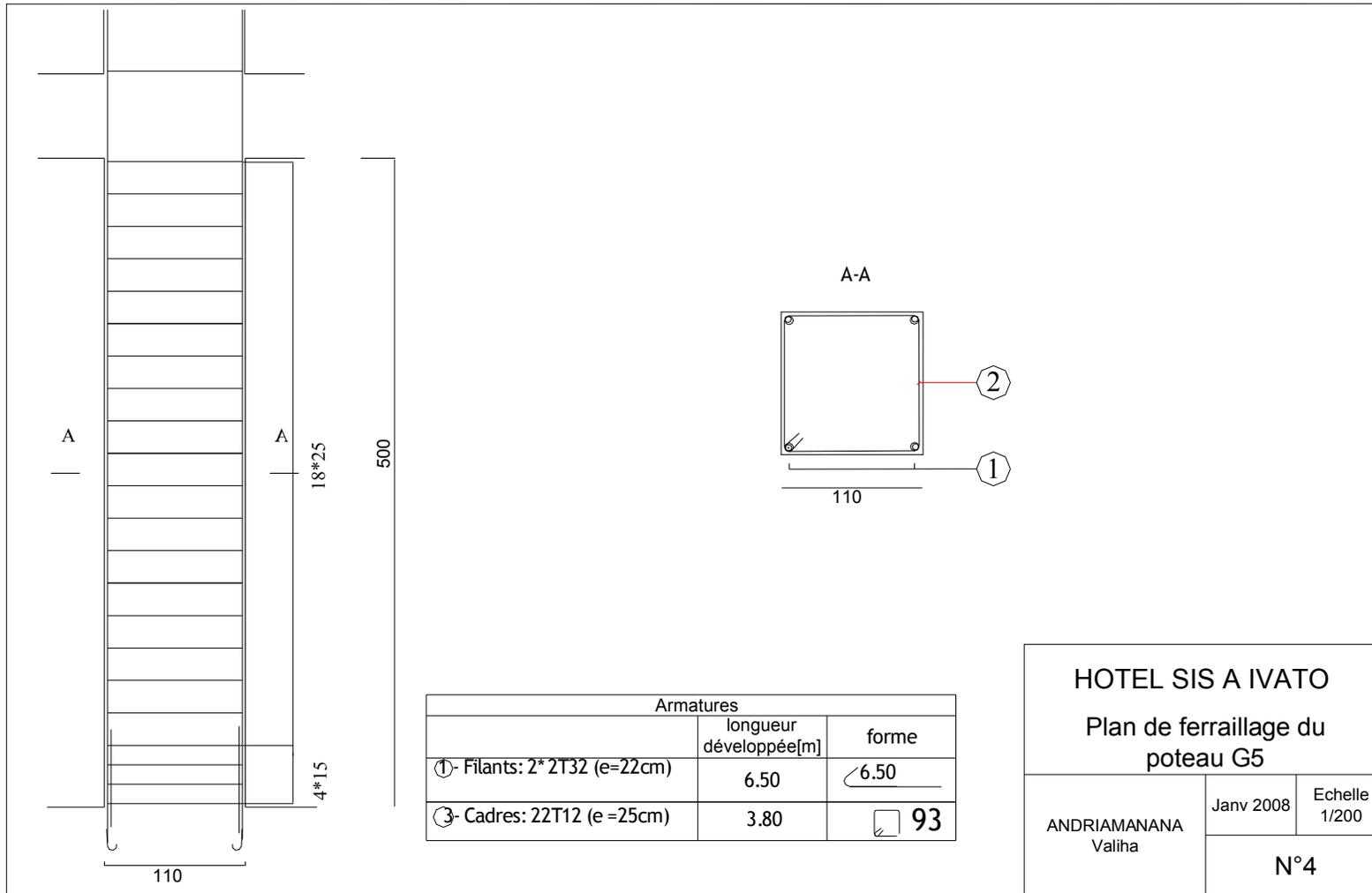
PLANS DE FERRAILLAGE

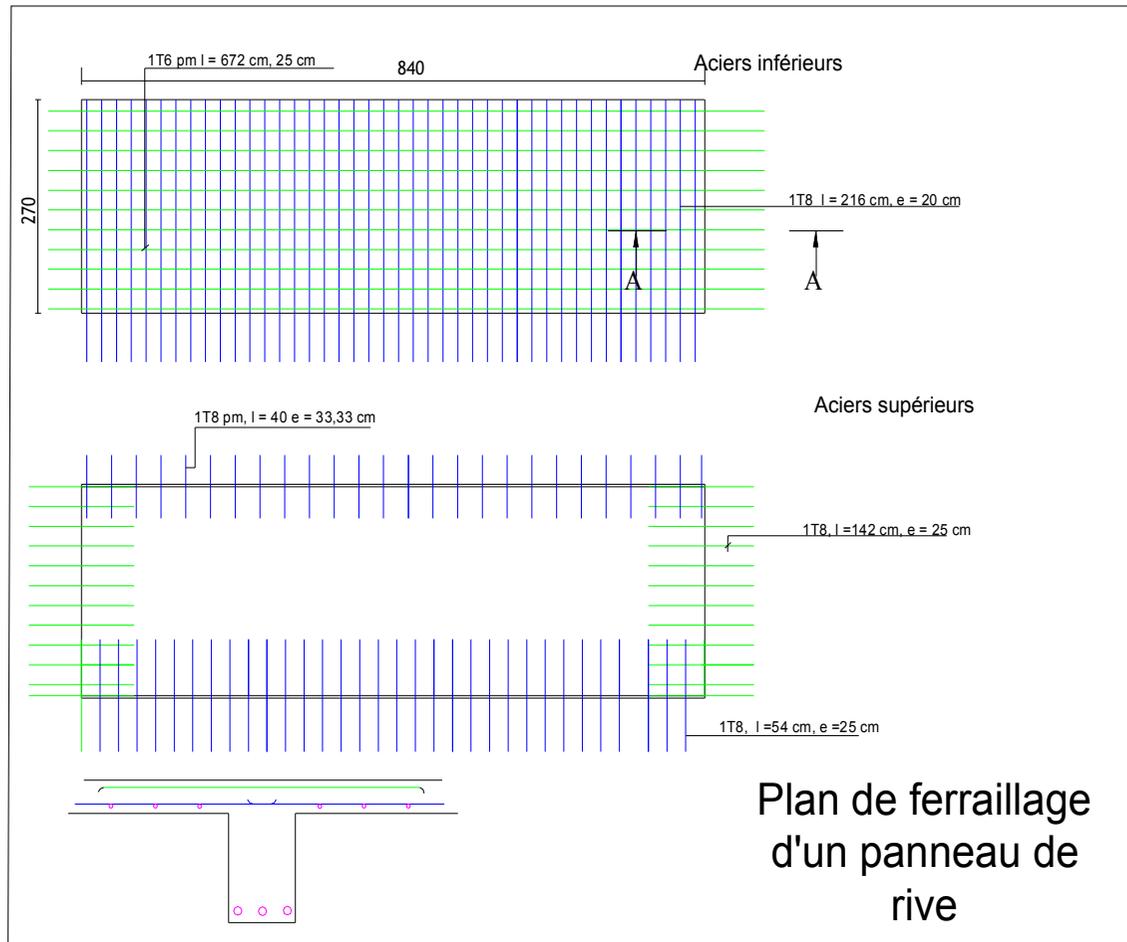


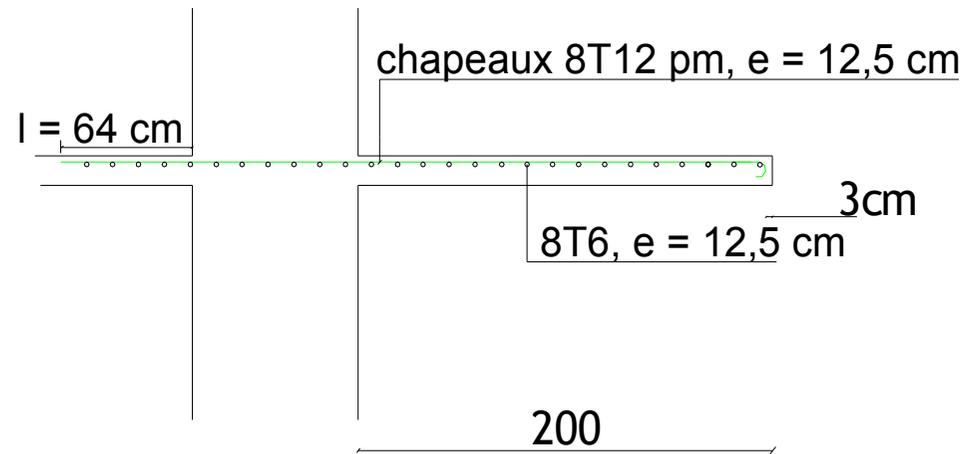
HOTEL SIS A IVATO

Plan de ferrailage de la travée
G6-G8 de la poutre du 2^e étage

ANDRIAMANANA Valiha	Janv 2008	Echelle 1/200
	N°4	







HOTEL SIS A IVATO

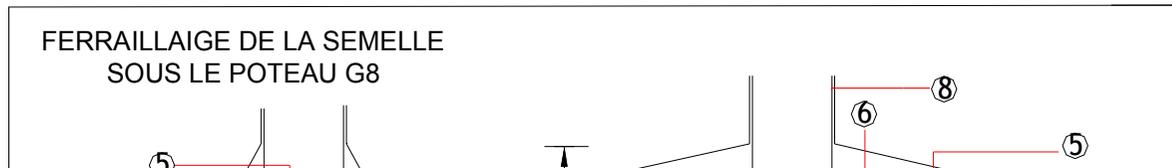
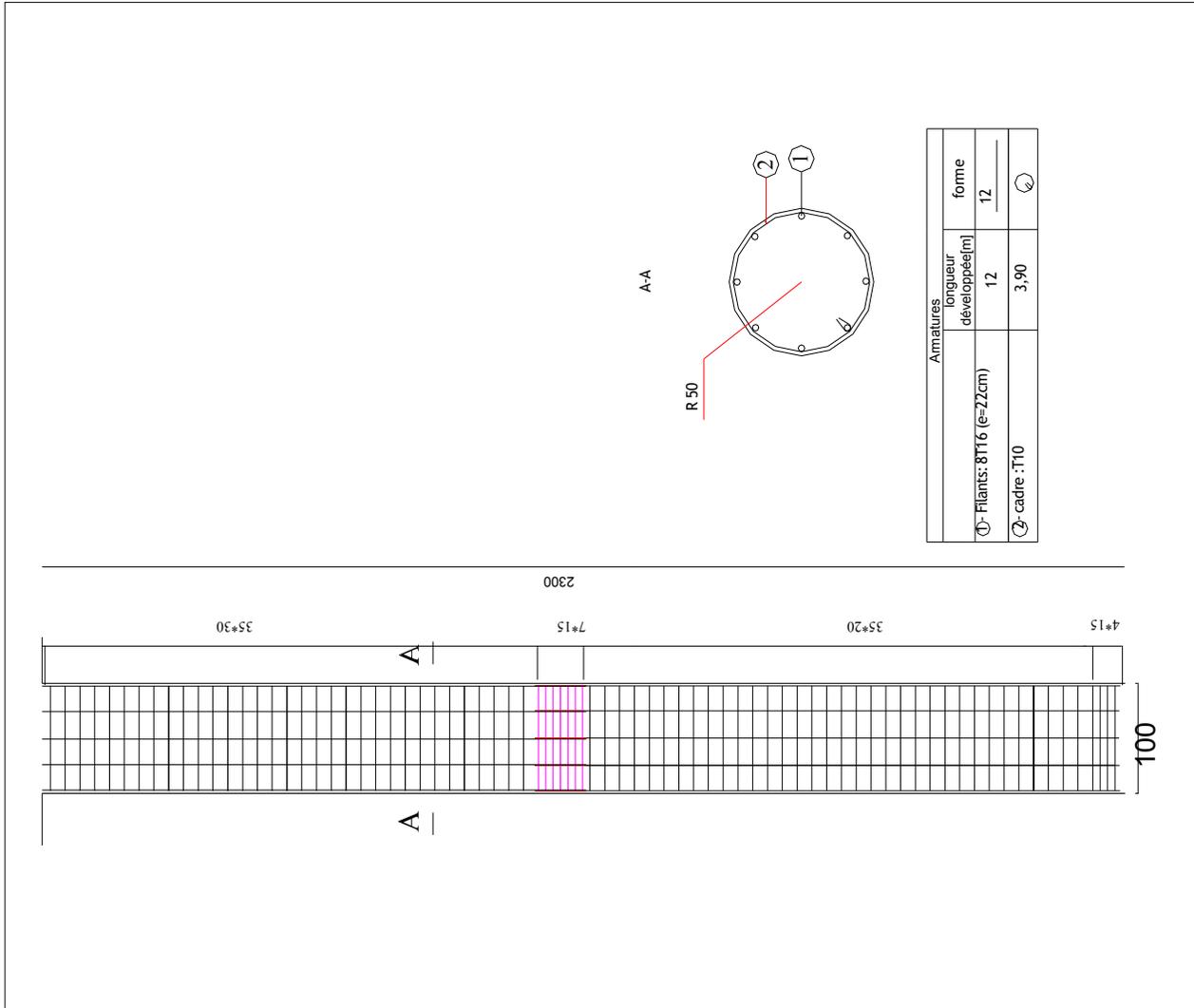
Plan de ferrailage de ladalle console

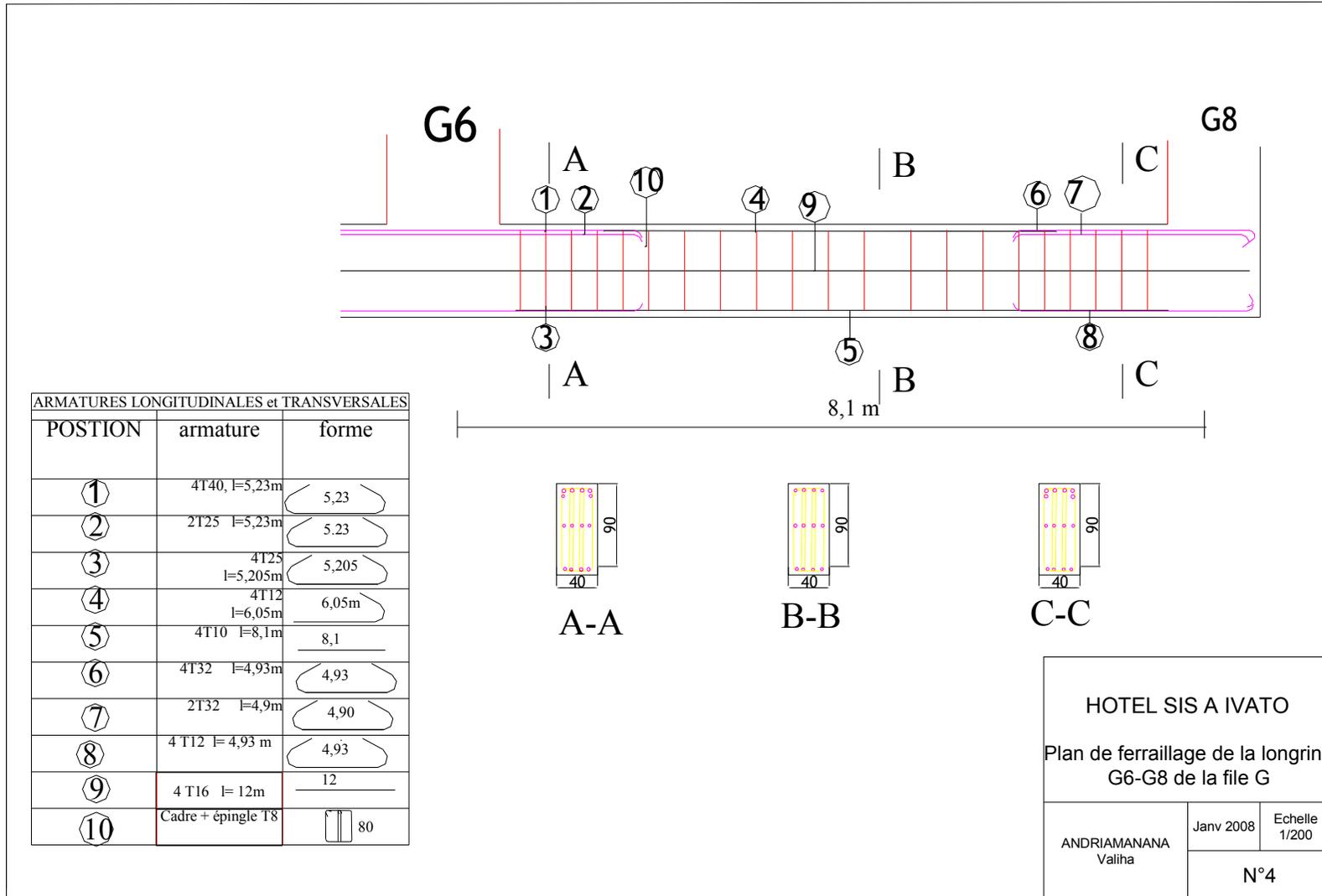
ANDRIAMANANA
Valiha

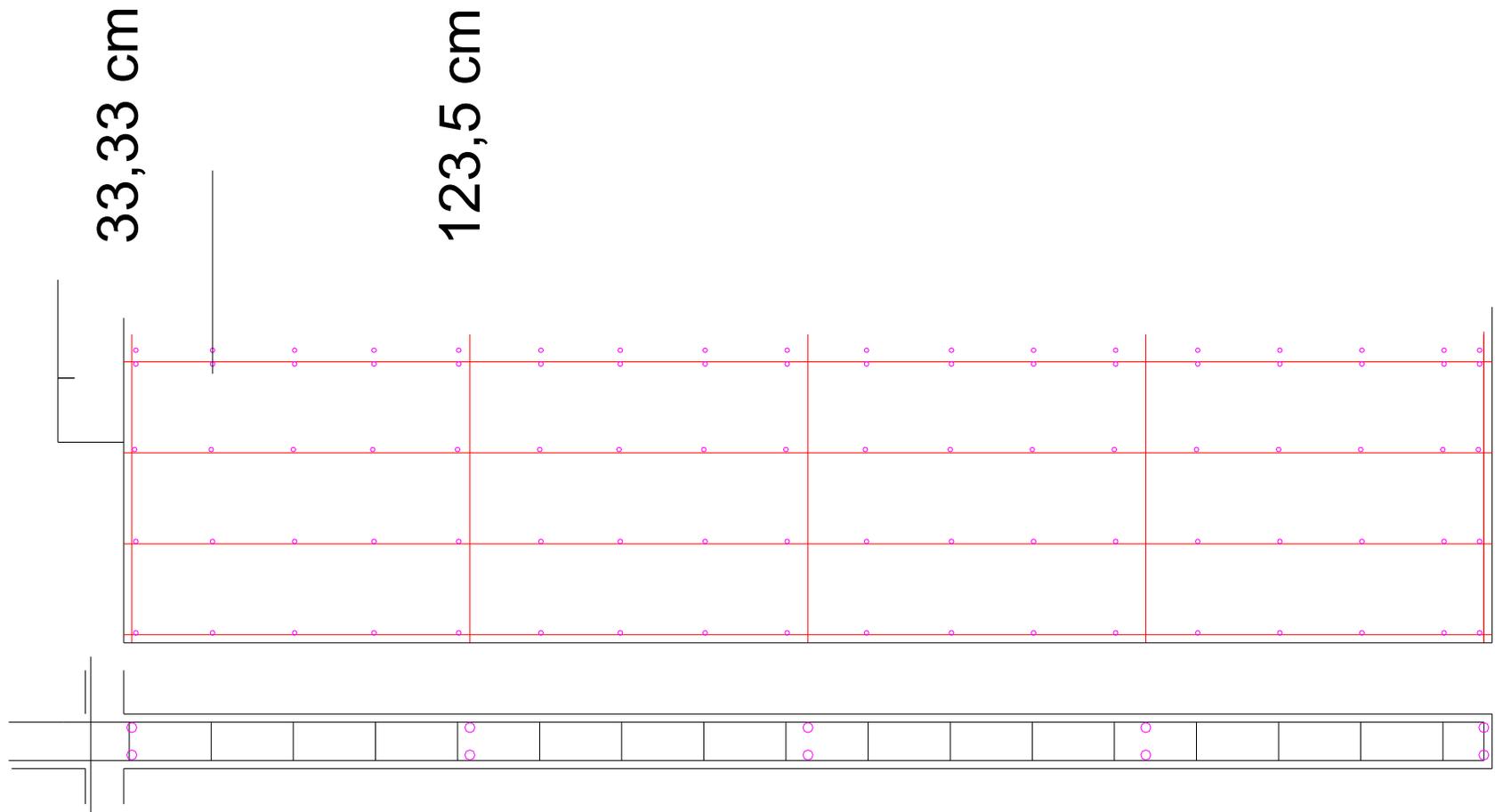
Janv 2008

Echelle
1/200

N°4







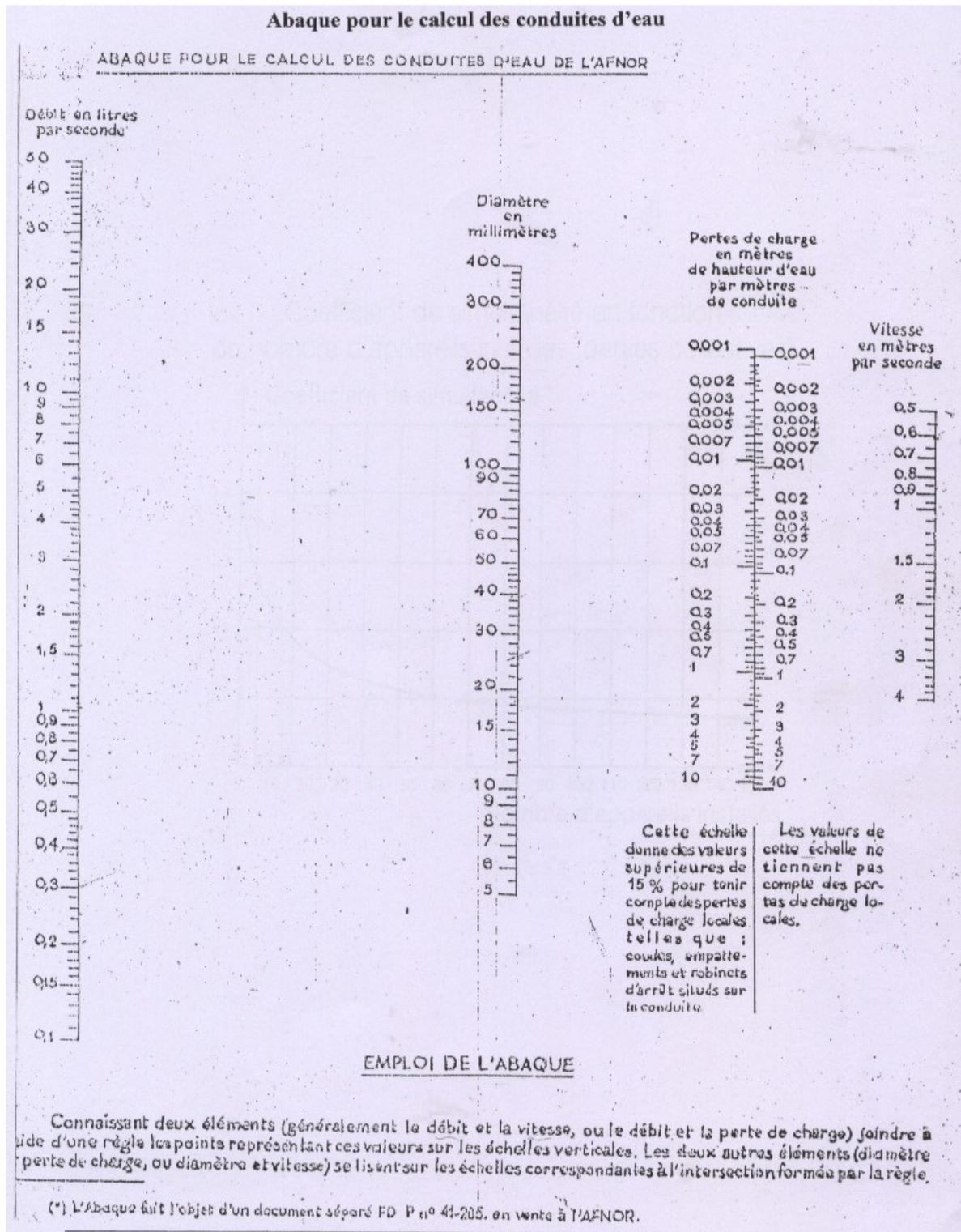
ANNEXE VIII

RELATIF AU SECOND ŒUVRE

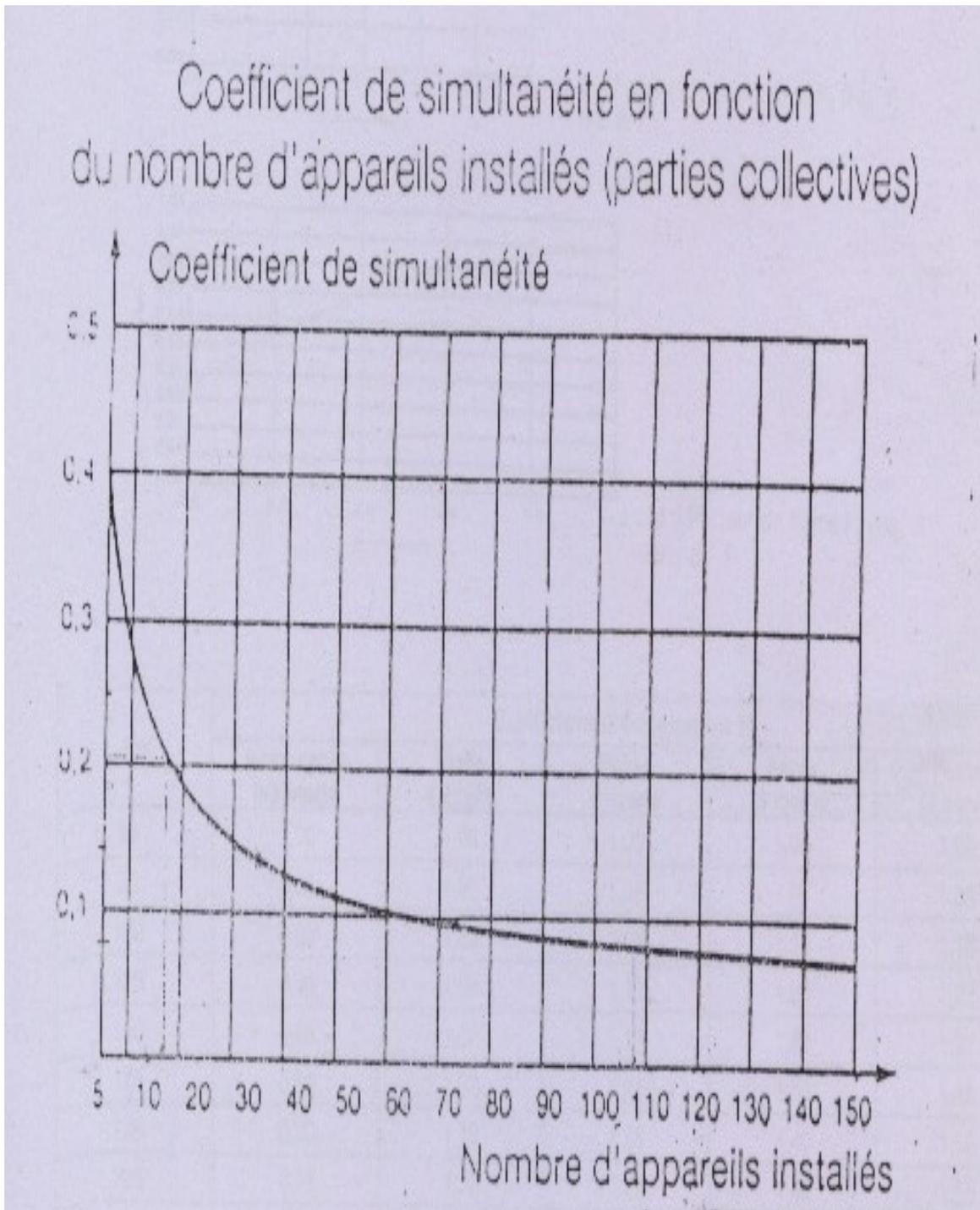
ANNEXE VIII : SECTIONS MINIMALES DES TUYAUX DE DESCENTE DES EAUX PLUVIALES

SECTIONS MINIMALES DES TUYAUX DE DESCENTE DES EAUX PLUVIALES :						
TUYAUX DE DESCENTE DES EAUX PLUVIALES	<p>Pour des conduites à système à remplissage partiel, le débit d'évacuation des eaux pluviales maximum (calculé sur la base de la surface réceptrice raccordée à la colonne de chute des eaux pluviales, ne doit pas être supérieur aux valeurs figurant dans le tableau ci-dessous, ceci pour des colonnes de chute verticales de section circulaire. Un taux de remplissage de 0,33 est à utiliser, sauf dans les cas où les prescriptions nationales et locales ou directives techniques exigent l'utilisation d'un autre taux de remplissage (entre 0,20 et 0,33).</p>					
	Diamètre intérieur de la colonne de chute d_i (mm)	Débit d'évacuation Q_{RWP} (l/s)		Diamètre intérieur de la colonne de chute d_i (mm)	Débit d'évacuation Q_{RWP} (l/s)	
		Taux de remplissage $f = 0,20$	Taux de remplissage $f = 0,33$		Taux de remplissage $f = 0,20$	Taux de remplissage $f = 0,33$
	50	0,7	1,7	140	11,4	26,3
	55	0,9	2,2	150	13,7	31,6
	60	1,2	2,7	160	16,3	37,5
	65	1,5	3,4	170	19,1	44,1
	70	1,8	4,1	180	22,3	51,4
	75	2,2	5,0	190	25,7	59,3
	80	2,6	5,9	200	29,5	68,0
	85	3,0	6,9	220	38,1	87,7
	90	3,5	8,1	240	48,0	110,6
	95	4,0	9,3	260	58,4	137,0
	100	4,6	10,7	280	72,4	166,9
110	6,0	13,8	300	87,1	200,8	
120	7,6	17,4	> 300	Utiliser l'équation de Wylie-Eaton	Utiliser l'équation de Wylie-Eaton	
130	9,4	21,6				
<p>Equation de Wylie-Eaton : $Q_{RWP} = 2,5 \times 10^{-4} \times K_b^{-0,167} \times d_i^{2,667} \times f^{1,667}$</p> <p>$Q_{RWP}$: débit d'évacuation de la colonne d'eaux pluviales en litres par secondes (l/s) K_b : coefficient de rugosité, en mm (admis 0,25 mm) d_i : diamètre intérieur du tuyau d'eaux pluviales en mm f : taux de remplissage</p>						

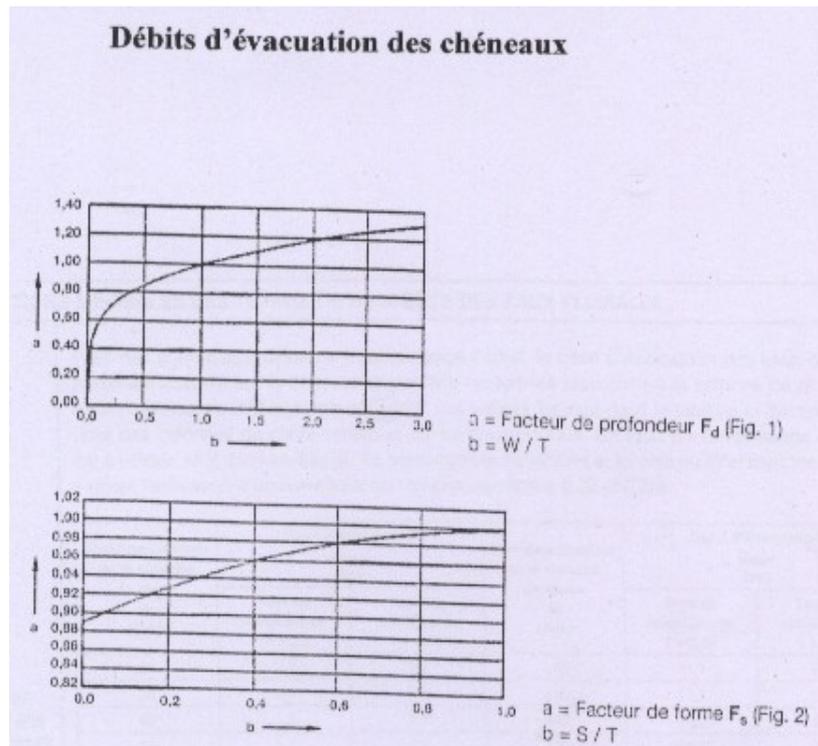
ANNEXE VIII : ABAQUE POUR LE CALCUL DES CONDUITES D'EAU



ANNEXE G-5 : VALEUR DU COEFFICIENT DE SIMULTANEITE



ANNEXE G-6 : VALEURS DES COEFFICIENTS F_d , F_s et F_L POUR LE CALCUL DES CHENEAUX



L / W	Coefficient d'évacuation F_L				
	Sans pente 0-3 mm/m	Pente 4 mm/m	Pente 6 mm/m	Pente 8 mm/m	Pente 10 mm/m
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
75	0,97	1,02	1,04	1,07	1,09
100	0,93	1,03	1,08	1,13	1,18
125	0,90	1,05	1,12	1,20	1,27
150	0,86	1,07	1,17	1,27	1,37
175	0,83	1,08	1,21	1,33	1,46
200	0,80	1,10	1,25	1,40	1,55
225	0,78	1,10	1,25	1,40	1,55
250	0,77	1,10	1,25	1,40	1,55
275	0,75	1,10	1,25	1,40	1,55
300	0,73	1,10	1,25	1,40	1,55
325	0,72	1,10	1,25	1,40	1,55
350	0,70	1,10	1,25	1,40	1,55
375	0,68	1,10	1,25	1,40	1,55
400	0,67	1,10	1,25	1,40	1,55
425	0,65	1,10	1,25	1,40	1,55
450	0,63	1,10	1,25	1,40	1,55
475	0,62	1,10	1,25	1,40	1,55
500	0,60	1,10	1,25	1,40	1,55

Notes
L est la longueur de chéneau, en millimètres ;
W est la hauteur d'eau calculée dans le chéneau, par exemple pour les chéneaux extérieurs, cela correspond à la hauteur totale jusqu'au franc-bord, pour les chéneaux intérieurs ou encastrés, cela correspond à la hauteur de débordement moins le franc-bord, en millimètres.

ANNEXE G-2: VALEURS DU FACTEUR D'UTILANCE U

$J = 0$											
$K = 2,5$											
Facteur réflexion (%)	plaf.	70°	70°	70°	70°	50°	50°	50°	30°	30°	00°
	murs	70°	50°	30°	10°	50°	30°	10°	30°	10°	00°
A	1,01	0,99	0,97	0,86	0,87	0,95	0,94	0,94	0,93	0,91	
B	0,99	0,96	0,93	0,80	0,84	0,92	0,90	0,90	0,89	0,87	
C	0,96	0,92	0,88	0,85	0,90	0,86	0,84	0,85	0,83	0,80	
D	0,94	0,89	0,84	0,81	0,87	0,83	0,80	0,82	0,79	0,76	
E	0,92	0,86	0,81	0,77	0,84	0,79	0,76	0,78	0,75	0,72	
F	0,93	0,88	0,83	0,79	0,86	0,82	0,78	0,80	0,77	0,75	
G	0,88	0,81	0,75	0,70	0,79	0,73	0,69	0,72	0,68	0,65	
H	0,85	0,77	0,70	0,64	0,75	0,69	0,64	0,67	0,63	0,60	
I	0,87	0,80	0,74	0,69	0,78	0,72	0,68	0,71	0,67	0,64	
J	0,80	0,71	0,62	0,55	0,68	0,61	0,54	0,59	0,54	0,50	

$J = 1/3$											
$K = 2,5$											
Facteur réflexion (%)	plaf.	70°	70°	70°	70°	50°	50°	50°	30°	30°	00°
	murs	70°	50°	30°	10°	50°	30°	10°	30°	10°	00°
A	1,01	0,98	0,96	0,94	0,95	0,95	0,93	0,94	0,92	0,91	
B	0,98	0,95	0,92	0,89	0,93	0,91	0,89	0,90	0,88	0,86	
C	0,95	0,90	0,87	0,84	0,89	0,86	0,83	0,85	0,82	0,80	
D	0,93	0,87	0,83	0,80	0,86	0,82	0,79	0,81	0,78	0,76	
E	0,91	0,84	0,80	0,76	0,83	0,79	0,75	0,77	0,74	0,72	
F	0,92	0,86	0,82	0,79	0,85	0,81	0,77	0,80	0,77	0,75	
G	0,87	0,80	0,74	0,69	0,78	0,73	0,68	0,71	0,68	0,65	
H	0,84	0,76	0,69	0,63	0,74	0,68	0,63	0,67	0,62	0,60	
I	0,86	0,79	0,73	0,68	0,77	0,71	0,67	0,70	0,66	0,64	
J	0,79	0,69	0,61	0,54	0,67	0,60	0,54	0,58	0,53	0,50	

$K = 3$											
Facteur réflexion (%)	plaf.	70°	70°	70°	70°	50°	50°	50°	30°	30°	00°
	murs	70°	50°	30°	10°	50°	30°	10°	30°	10°	00°
A	1,03	1,01	0,99	0,97	0,99	0,97	0,96	0,98	0,95	0,93	
B	1,01	0,98	0,96	0,93	0,96	0,94	0,92	0,93	0,91	0,89	
C	0,98	0,94	0,91	0,88	0,92	0,89	0,87	0,88	0,85	0,83	
D	0,96	0,92	0,88	0,84	0,89	0,86	0,83	0,85	0,82	0,80	
E	0,94	0,89	0,85	0,81	0,87	0,83	0,80	0,82	0,79	0,76	
F	0,95	0,91	0,87	0,83	0,89	0,85	0,82	0,84	0,81	0,79	
G	0,90	0,85	0,79	0,74	0,82	0,77	0,73	0,76	0,72	0,69	
H	0,88	0,81	0,75	0,69	0,78	0,73	0,68	0,71	0,67	0,64	
I	0,91	0,84	0,79	0,74	0,82	0,77	0,73	0,75	0,72	0,69	
J	0,83	0,75	0,67	0,60	0,72	0,65	0,59	0,63	0,58	0,55	

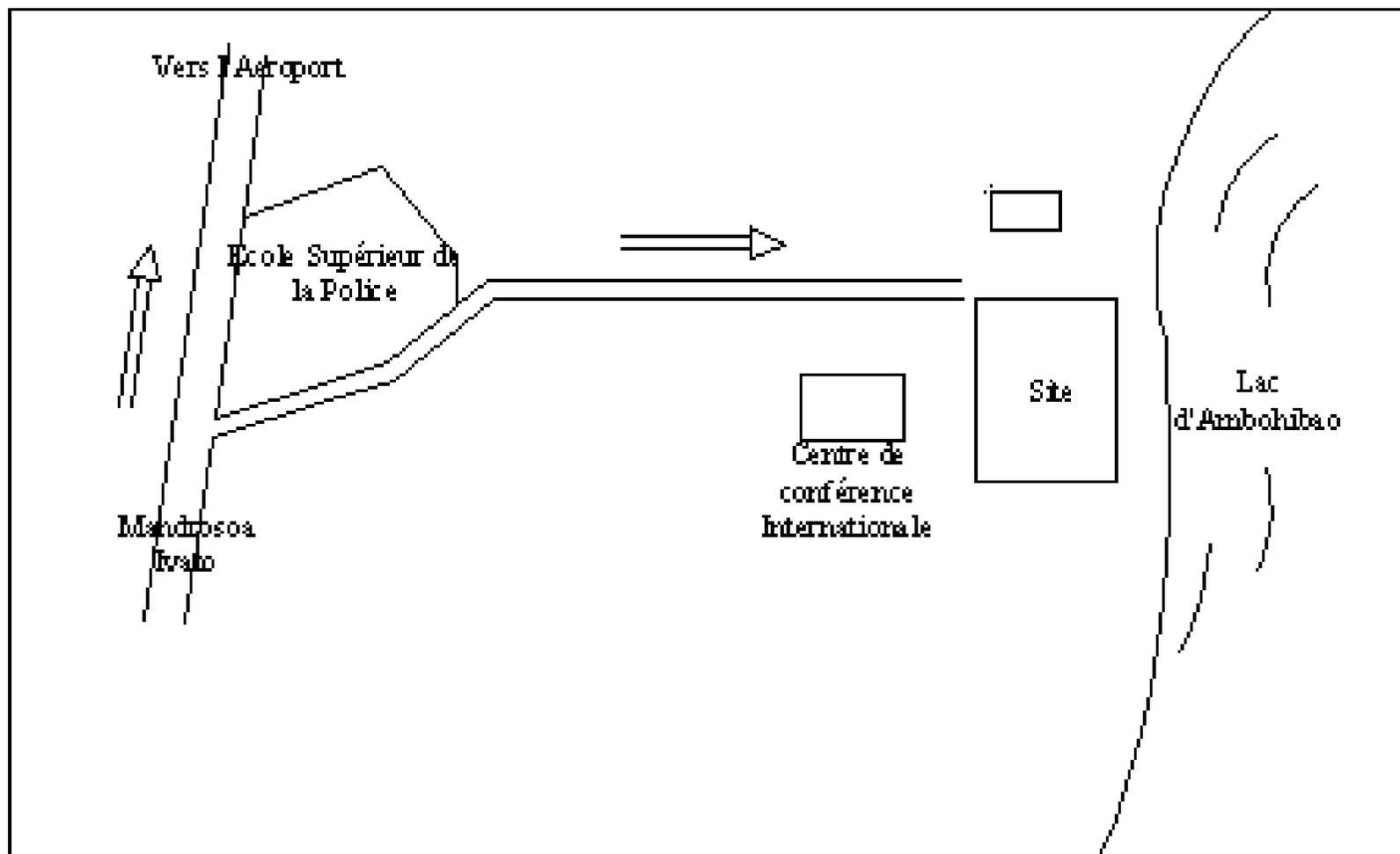
$K = 4$											
Facteur réflexion (%)	plaf.	70°	70°	70°	70°	50°	50°	50°	30°	30°	00°
	murs	70°	50°	30°	10°	50°	30°	10°	30°	10°	00°
A	1,04	1,03	1,01	1,00	1,01	1,00	0,99	0,99	0,97	0,95	
B	1,03	1,00	0,99	0,97	0,99	0,97	0,96	0,96	0,94	0,92	
C	1,00	0,97	0,94	0,92	0,95	0,92	0,90	0,91	0,89	0,87	
D	0,98	0,95	0,92	0,89	0,93	0,90	0,88	0,89	0,87	0,84	
E	0,96	0,94	0,90	0,87	0,92	0,89	0,86	0,87	0,85	0,82	
F	0,98	0,95	0,91	0,89	0,93	0,90	0,87	0,88	0,86	0,83	
G	0,95	0,90	0,85	0,81	0,87	0,83	0,80	0,82	0,79	0,76	
H	0,92	0,86	0,81	0,76	0,84	0,79	0,75	0,77	0,74	0,70	
I	0,95	0,90	0,85	0,81	0,87	0,83	0,80	0,82	0,79	0,76	
J	0,86	0,80	0,73	0,67	0,77	0,71	0,66	0,69	0,65	0,61	

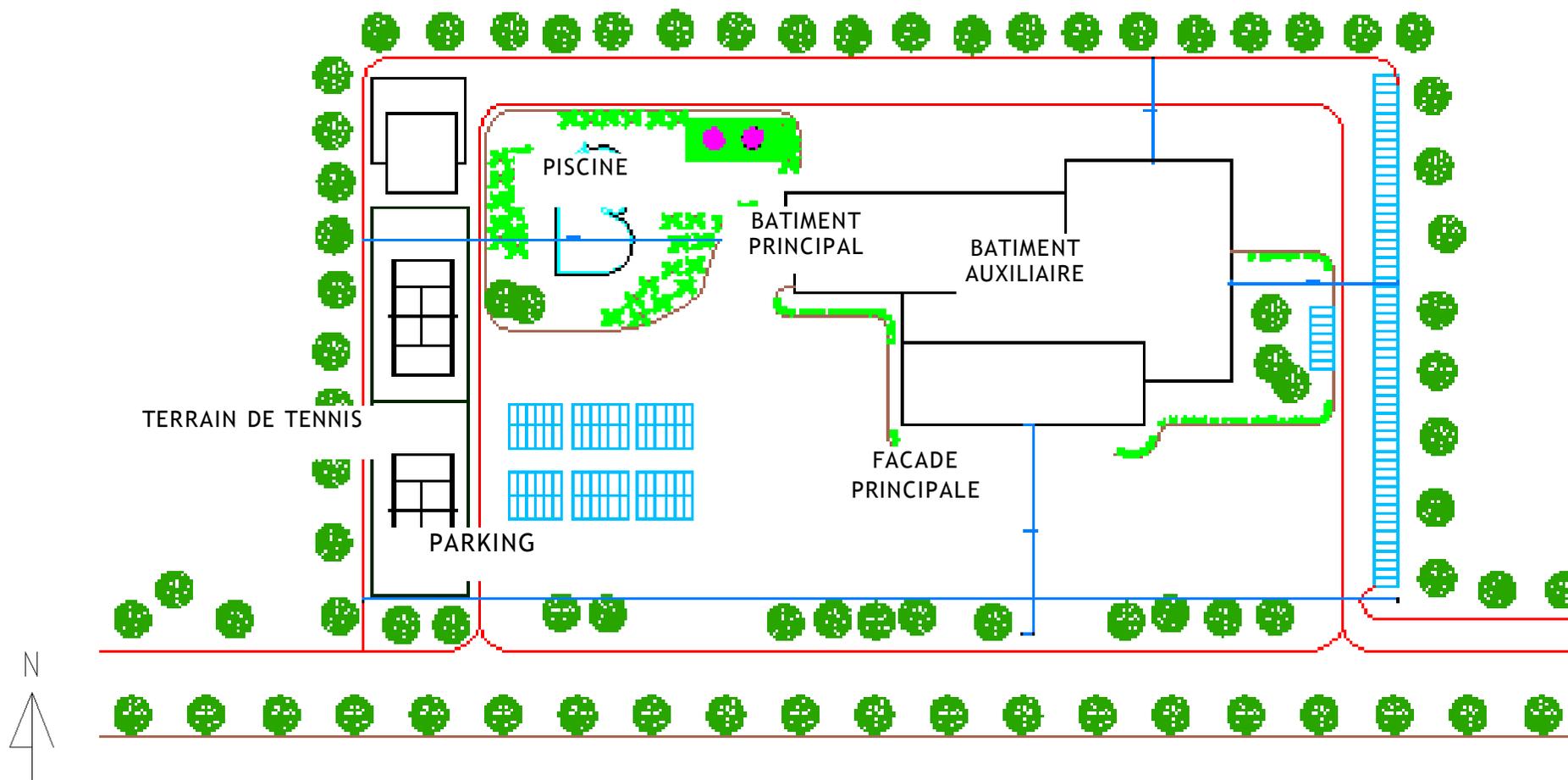
$K = 5$											
Facteur réflexion (%)	plaf.	70°	70°	70°	70°	50°	50°	50°	30°	30°	00°
	murs	70°	50°	30°	10°	50°	30°	10°	30°	10°	00°
A	1,05	1,04	1,03	1,02	1,02	1,01	1,01	1,00	0,99	0,97	
B	1,04	1,02	1,01	0,99	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	
C	1,01	0,98	0,96	0,94	0,96	0,95	0,93	0,93	0,91	0,89	
D	1,01	0,98	0,95	0,93	0,95	0,93	0,91	0,91	0,90	0,87	
E	1,00	0,97	0,94	0,91	0,94	0,92	0,90	0,90	0,88	0,85	
F	1,00	0,97	0,94	0,92	0,95	0,92	0,90	0,91	0,89	0,86	
G	0,97	0,93	0,89	0,86	0,90	0,87	0,84	0,85	0,83	0,80	
H	0,95	0,89	0,85	0,81	0,87	0,83	0,79	0,81	0,78	0,75	
I	0,97	0,93	0,89	0,86	0,91	0,87	0,84	0,86	0,83	0,80	
J	0,90	0,84	0,77	0,72	0,81	0,75	0,71	0,74	0,69	0,66	

ANNEXE IX

PLANS D'ARCHITECTURE

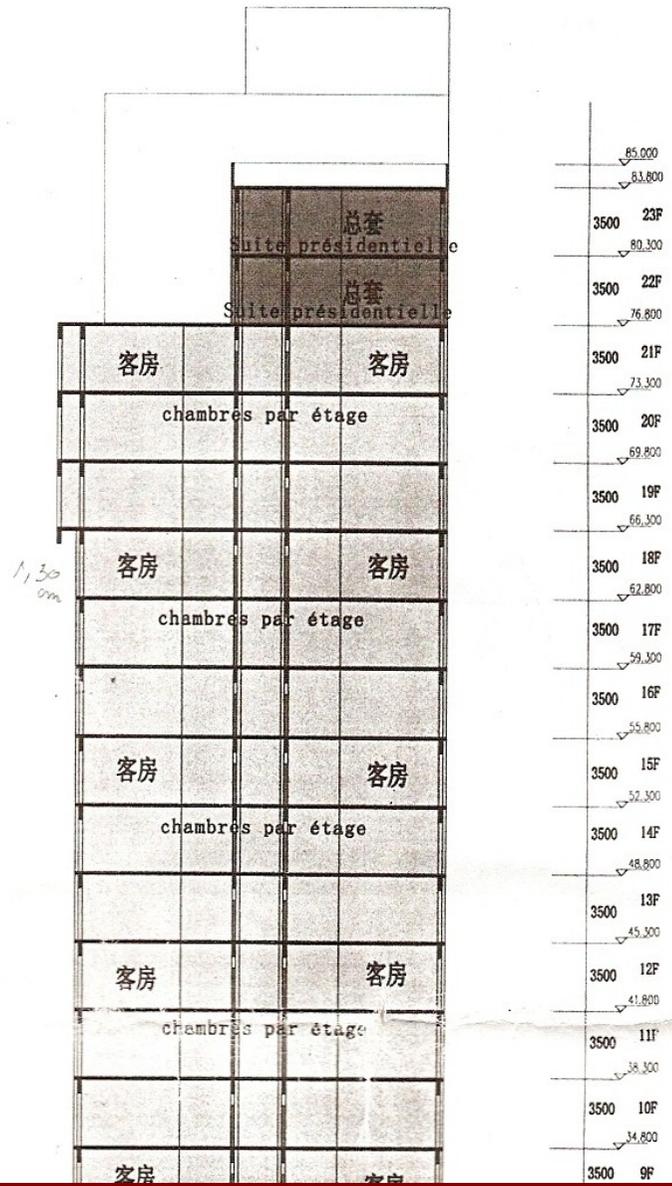
PLAN DE SITUATION



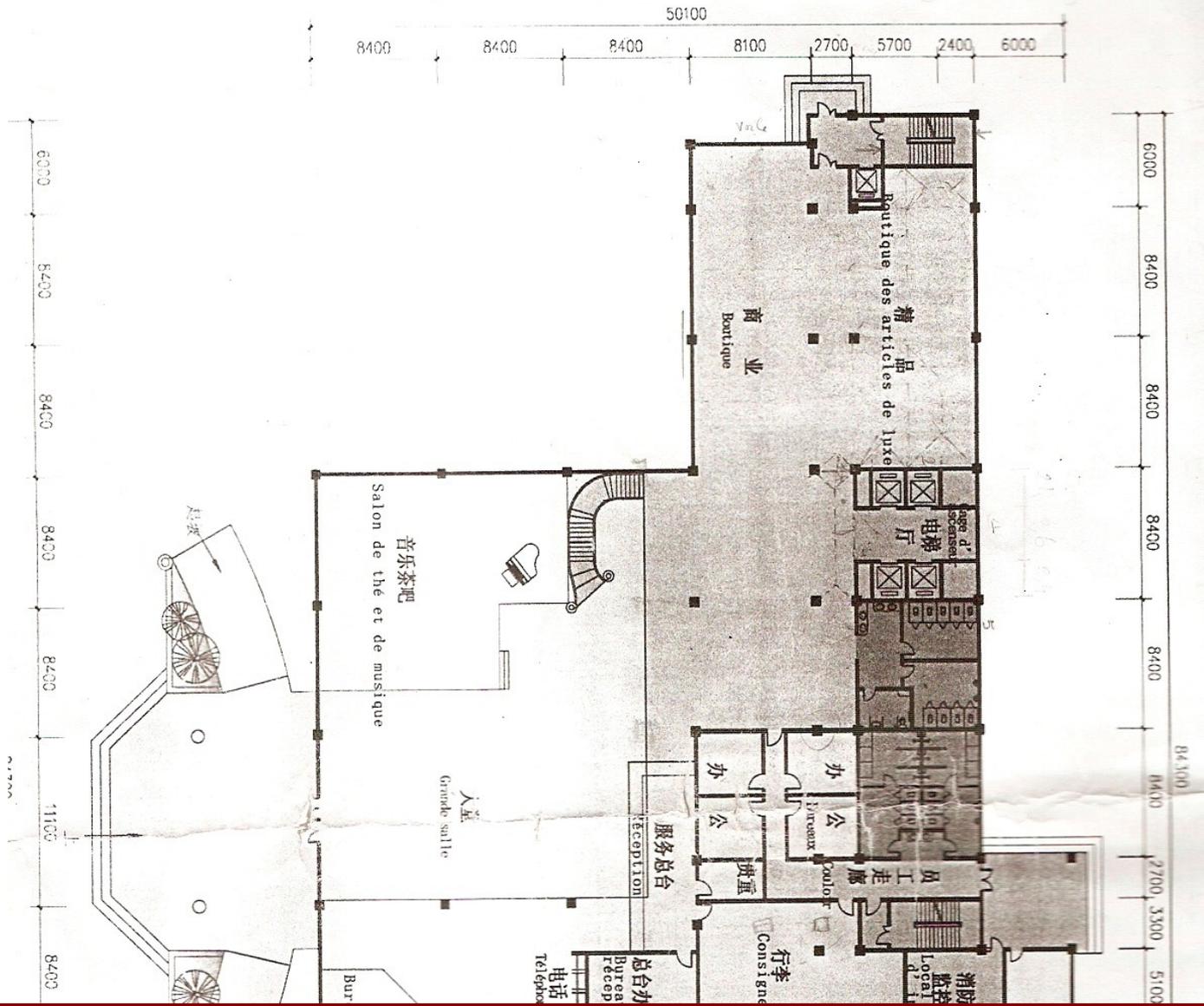


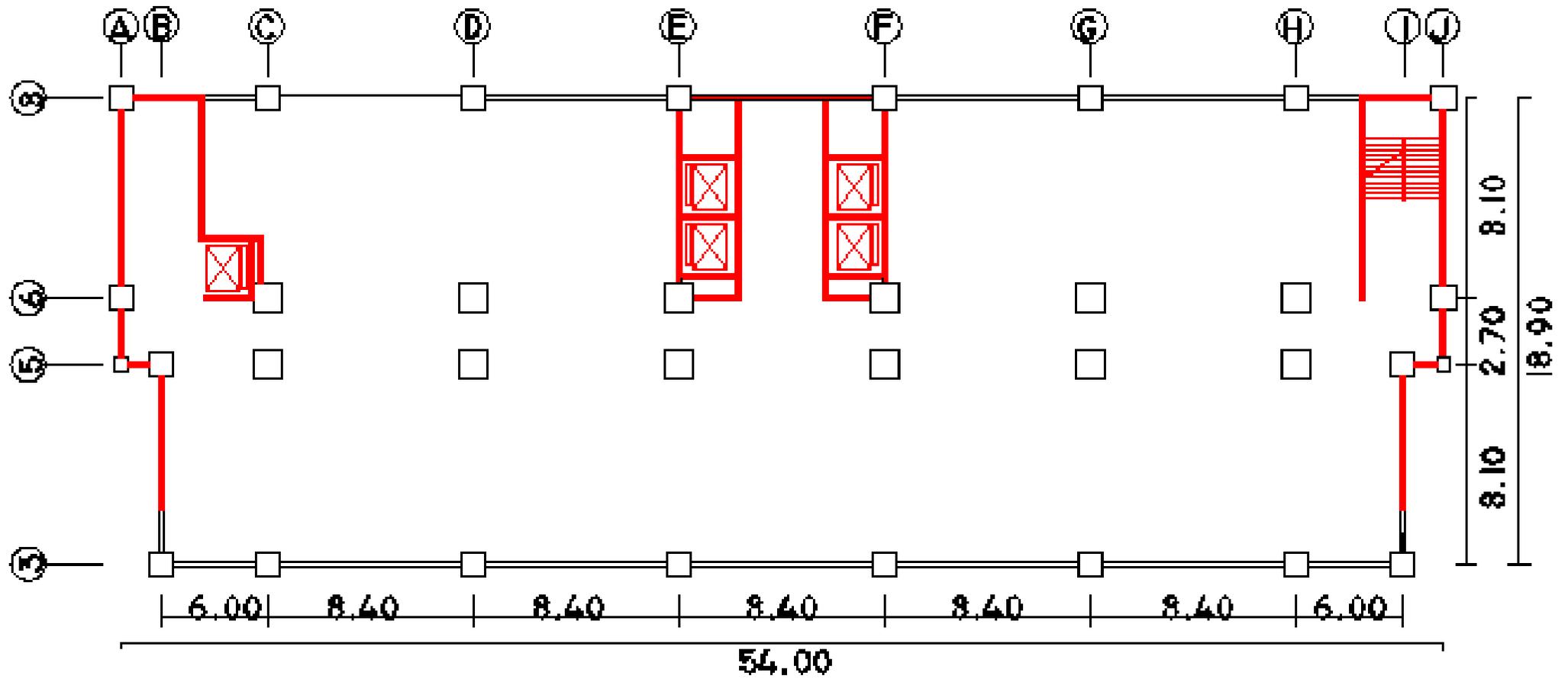
PLAN DE MASSE

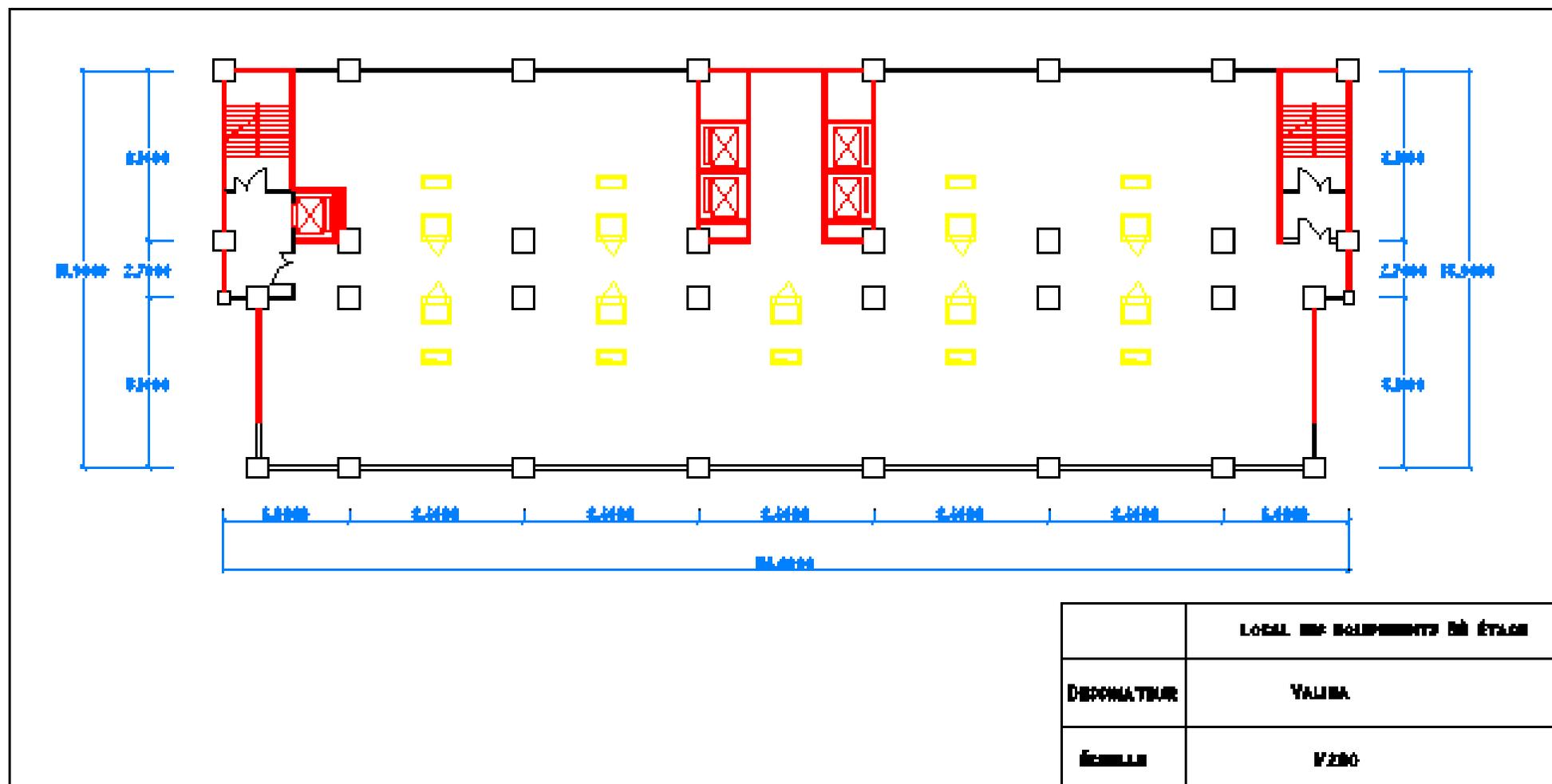
COUPE FACADE OUEST

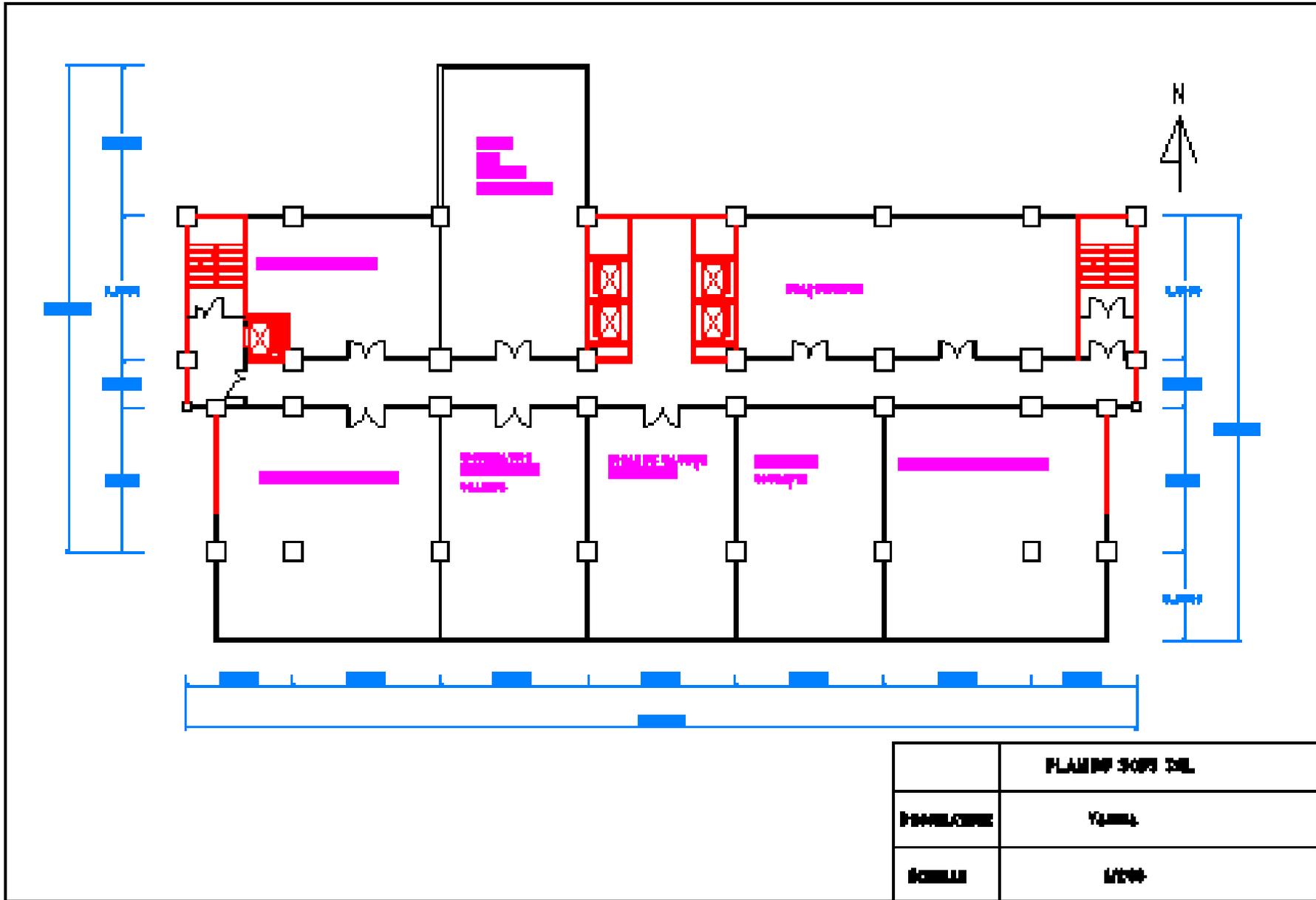


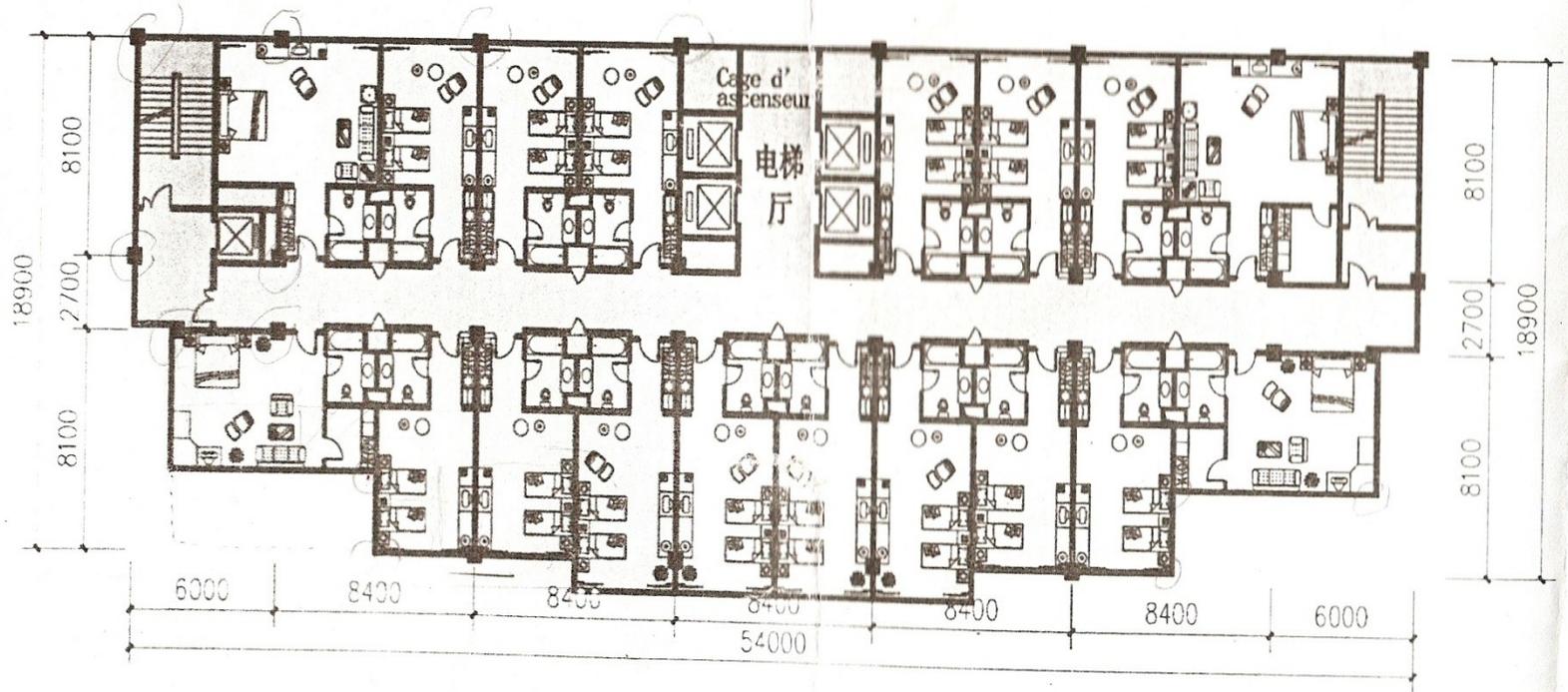
PLAN DU RDC



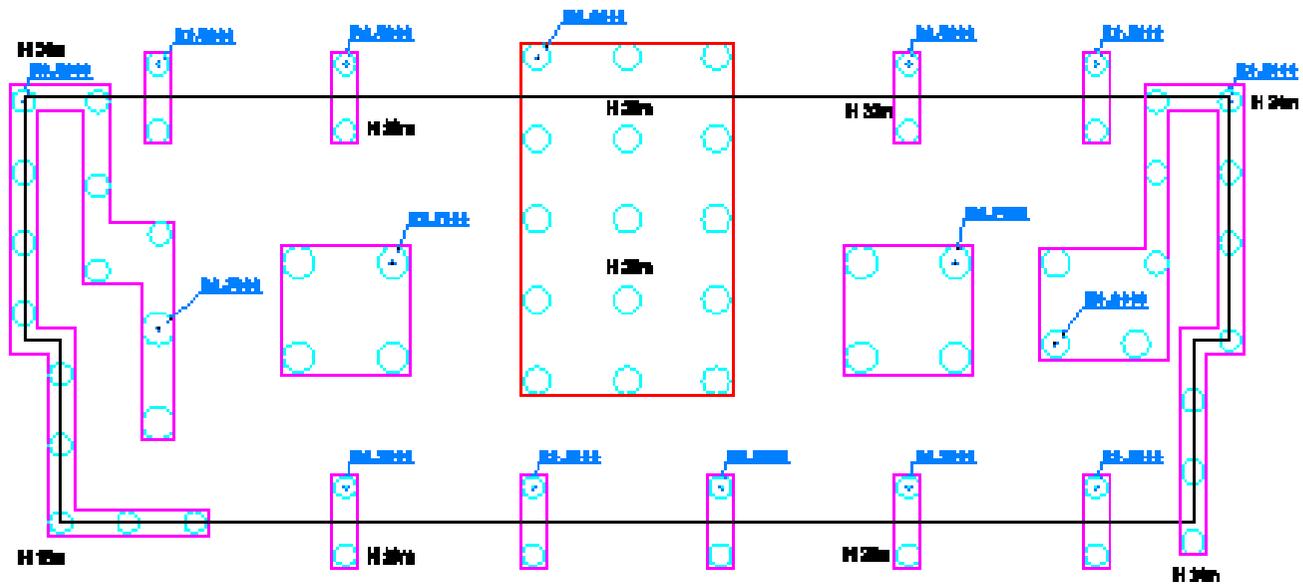








PLAN DU 6^{ème} AU 18^{ème} ETAGE



■ réseau repris

■ réseau

○ son

	PLAN DE LA FONCTION
DESIGNATEUR	YALBA
ÉCHELLE	1/200

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

NOMENCLATURE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES ET PHOTO

INTRODUCTION.....	1
<i>PARTIE I : CADRE GENERAL DU PROJET.....</i>	<i>2</i>
CHAPITRE 1 : PRESENTATION GENERALE DE LA COMMUNE D'IVATO AEROPORT	3
Section 1. Historique de la commune d'Ivato :.....	3
Section 2. Aspect géographique:.....	4
2.2.1 Relief et Paysage.....	5
2.2.2 Sol.....	6
2.2.3 Climat.....	6
Section 3. Activités des habitants :.....	8
Section 4. Aspect socio économique:.....	9
4.1 Artisanat.....	9
4.2 Tourisme :.....	9
CHAPITRE 2 : JUSTIFICATION DU PROJET	10
CHAPITRE 3: ETUDE DE MARCHE	12
Section 1. Les clients cibles :.....	12
Section 2. Secteur tourisme :.....	12
Section 3. Secteur hôtellerie :.....	15
Section 4. Secteur secondaire et tertiaire :.....	17
Section 5. Localisation et importance du site d'implantation :.....	18
Chapitre 1: PRESENTATION GENERALE DU PROJET	20
Section 1. Normes et dispositions d'un hôtel 5 étoiles :.....	20
1 directeur d'hébergement ;.....	26
1 responsable de réception ;.....	26
1 chef lingère ;.....	26
1 gouvernante d'étage ;.....	26
1 responsable animation ;.....	26
1 chef d'entretien,	26

Section 2- Description générale du projet :.....	26
L'hôtel dispose d'un système d'alimentation et distribution en électricité à haute et à basse tension. Afin d'assurer notamment l'éclairage, la mise en marche des ascenseurs, et des systèmes d'alarme, un groupe de générateur à diesel 500KW est en réserve.....	
Chapitre 2 : MESURES ET DISPOSITIONS PRISES	32
Section 1- L'effet du vent	32
Conception du contreventement	33
l'efficacité du fonctionnement de l'association des voiles aux portiques :.....	35
les murs de contreventement atteignent leur résistance maximale pour des déformations relativement faibles.	35
Lorsque la résistance latérale des murs commence à décroître, la résistance du portique augmente d'abord avec la déformation, puis reste approximativement constante jusqu'à la rupture.....	35
Dégrossissage des éléments de contreventement	36
Vérification des points porteurs aux croisements des axes.....	36
Pour la rigidité de l'ensemble, nous allons disposer des poutres de grande raideur, de 30 x 80 cm de section sur les deux façades principales.....	36
Section 2- Le séisme.....	36
Forme et plan du bâtiment	37
Joints de rupture	37
Le plancher	38
Section 3- Le poids de l'ouvrage vis-à-vis du sol	38
Section 4- Principe de la stabilité au feu des éléments des planchers:.....	39
Chapitre 1 : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE	42
Section 1- Les planchers.....	42
Section 2- Les poutres.....	43
Section 3- Les poteaux.....	44
Chapitre 2 : EFFET DU VENT	48
Section 1- Caractéristiques du bâtiment:.....	48
Section 2- Pression dynamique de base q :.....	49
Section 3- Pression dynamique de base corrigée C^*q :.....	49
Section 4- Calcul des coefficients de pression.....	50
Parois verticales :.....	51
Toiture :.....	51
Section 5- Combinaison des actions $C_e - C_i$:.....	52
Section 2- Les valeurs des efforts dus au vent :.....	53
Section 7- Les actions perpendiculaires à la direction du vent :.....	55

Chapitre 3 : CALCUL DES PLANCHERS	55
Section 1- Notion de béton armé aux états limites :.....	56
Le béton :.....	56
Section 2- Calcul des dalles.....	57
2.2.1 Dalles nervurées :.....	61
e) Arrêt des barres.....	68
2.2.2 Dalles sur 3 appuis du 1er étage.....	68
2.2.3 Dalle console du 1er étage.....	71
Section 3- Calcul des poutrelles :.....	76
Pour des charges réparties :.....	77
Pour des charges concentrées :.....	77
$pELU = 1,35g + 1,5q$	80
$pELU = g + q$	80
Calcul à l'ELU :.....	80
Calcul à l'ELS :.....	81
2.4.1 Les armatures longitudinales :.....	83
Aux appuis :.....	84
b) Vérification à l'ELS :.....	85
En travée :.....	86
Aux appuis :.....	86
<u>2.4.2 Vérification à l'ELS de déformation des poutrelles :.....</u>	<u>86</u>
a. Vérification des conditions d'appui :.....	89
Appuis de rive :.....	89
Vérification de la compression du béton :.....	89
Appuis intermédiaires.....	90
Vérification des armatures longitudinales :.....	90
Vérification de la compression du béton :.....	90
b. Détermination des armatures transversales et répartition :.....	90
Chapitre 4: ETUDE DU CONTREVENTEMENT	93
Section 1- Prédimensionnement des voiles.....	93
<u>1.1.1- Moments d'inertie des voiles :.....</u>	<u>93</u>
Moment d'inertie par rapport à l'axe O_x :.....	94
Moment d'inertie par rapport à l'axe O_y :.....	94
<u>1.1.2- Le moment à équilibrer par les voiles :.....</u>	<u>95</u>
<u>1.1.3- Vérification des contraintes de compression en flexion dans les voiles en ELS .</u>	<u>95</u>
1.2- Vérification de la flèche du bâtiment :	97

Flèche au sommet du bâtiment.....	97
Avec la même formule, la flèche maximale entre deux niveaux doit être limitée à $h/100$:	98
Section 2- Principe de calcul.....	98
Section 3- Calcul des éléments de contreventement.....	101
3.1 Descentes des charges dans les poteaux.....	101
3.1.1 Données techniques :.....	101
b. Charges d'exploitation :.....	103
3.1.2 Calcul des descentes de charges :.....	104
3.2 Les portiques.....	110
3.2.1 Calcul de structure.....	110
3.2.2 Principe des méthodes à utiliser :.....	111
3.2.3 Evaluation des charges :.....	115
3.2.4 Détermination des sollicitations :.....	117
3.2.5 Calcul des poteaux.....	118
Calcul à l'ELU.....	121
Vérification à l'ELS :.....	121
Démarche à suivre :.....	122
l'aire de la section homogène :.....	122
La position du centre de gravité résistante situé à une distance au-dessus du centre de gravité géométrique :.....	122
Zone courante :.....	123
Zone de recouvrement:.....	124
3.2.6 Calcul des poutres	125
En travées.....	127
Section d'armatures transversales :.....	129
L'espacement entre deux cours successifs d'épingle est donné par l'expression :....	130
Répartition des armatures transversales :.....	130
3.3 Calcul des voiles.....	131
3.3.1. Rôles des voiles :.....	131
3.3.2. Démarche à suivre pour le calcul des voiles :.....	131
3.3.3. Etude de la répartition des forces horizontales entre les refends :.....	132
Chapitre 5 : ETUDE DE LA FONDATION	149
Section 1. Rôles de la fondation.....	149
Section 2. Choix du type de fondation.....	149
Section 3. Caractéristiques des matériaux :.....	151

Section 4. Dimensionnement des pieux et semelles.....	154
Pour une semelle sur un pieu, la section du pieu doit être beaucoup plus grande que celle du poteau, compte tenu de la charge apportée par la structure et les forces portantes des pieux ;.....	155
Φ 1 m : sous les poteaux de rives ;.....	155
Φ 1,20 m : sous les cages d'ascenseur centraux ;.....	155
Φ 1,40 m : sous les poteaux centraux ;.....	155
.....	158
,	158
Où :	158
α : Coefficient réducteur fonction de l'élanement λ , pour $50 < \lambda \leq 70$,.....	158
.....	158
Armatures transversales :.....	160
Section 5. Calcul de la semelle de liaison.....	162
Les sections d'armatures :.....	162
Des armatures inférieures A_i , obtenues par :.....	162
Des armatures supérieures A_s , obtenues par : $A_S = 0,1.A_i$	162
Des armatures transversales, composées de cadres verticaux et horizontaux de faible diamètre (prenons $\Phi_t = 8$ mm), et des épingles reliant les armatures de face.....	162
Conditions de résistance du béton :.....	162
La contrainte maximale de compression du béton doit être inférieure $0,9 f_{c28}$, pour cela, il faut que : $a.b$ et $2.S_0 \geq$	162
Section 6. Calcul des longrines	163
a. Les moments de calcul :.....	166
Moments aux appuis.....	166
Moments en travées.....	166
b. Les sections d'armatures :.....	166
$e_H \geq e_h + \Phi$	167
Où : $e_h \geq \max$	167
$e_H \leq 4.\Phi$ (pour les poutres dont le diamètre des armatures est > 20 mm).....	167
Vérification des conditions d'appui.....	168
Vérification des armatures d'âmes.....	169
Section d'armatures transversales :.....	169
Vérification des armatures de peau.....	170
Chapitre 6: SECOND OEUVRE	171
Section 1. Adduction d'eau potable de l'immeuble :.....	171

La conduite principale ou le branchement général de la nouvelle construction. C'est le distributeur en eau JIRAMA qui l'assure.....	171
Les conduites primaires qui desservent chaque niveau.....	171
Les conduites secondaires qui distribuent les différents appareils existants.....	171
1.1.1 Le débit brut :	171
1.1.2 Les débits probables:.....	171
Section 2. Assainissement.....	173
Les eaux ménagères, dites eaux usées. Ce sont toutes les eaux émanant des appareils sanitaires tels que lavabos, douches, et baignoires. Elles comportent également les eaux d'évacuations des locaux de services (les cuisines...).	174
Les eaux vanes (E.V). On les appelle aussi les eaux d'évacuation de WC.....	174
Les eaux pluviales (E.P). Elles ne concernent que l'évacuation des eaux de ruissellement des toitures- terrasses.....	174
La fosse pour la décantation	176
L'épurateur.....	176
2.2 Réseaux d'évacuation extérieure :	178
Evaluer les débits par la méthode rationnelle.....	178
Rechercher le diamètre des conduites.....	178
Section 3. Eclairage.....	180
a) Niveau d'éclairement de quelques pièces.....	181
b) Choix du type d'appareil.....	181
c) Indice du local K.....	181
Exploitation économique ;.....	182
Permet de réaliser des éclairagements élevés ;.....	182
Possibilité de choisir la teinte la mieux adaptée en mettant en valeur le rendu des couleurs.....	182
h) Facteur d'utilisation U.....	183
i) Facteur de depreciation.....	183
j) Flux total des lampes à installer.....	183
CHAPITRE I DEVIS DESCRIPTIFS DES TRAVAUX	187
CHAPITRE II DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX	201
Section 1- Coefficient de déboursé « K ».....	201
Section 2- Sous détails des prix unitaires.....	202
Section 3- Devis quantitatif et estimatif	206
CHAPITRE III : ETUDE DE RENTABILITE	210
Investissement initial moins élevé ;.....	210
Délai de rentabilité prévisionnel du projet plus court ;.....	210

Période de récupération de l'investissement initial plus court.....	210
Section 1. Investissement.....	210
Nous envisageons le mode de financement suivant :.....	210
Les modalités de l'emprunt bancaire se présentent de la façon suivante :.....	210
Terrain : dont le prix du m ² est estimé à 80 000 Ar ;	210
Construction : elle ne concerne que la mise en œuvre du bâtiment, dont le coût revient au devis estimatif précédent. Ce qui équivaut à 49 933 457 458 Ar, estimé à 58,75% du projet ;.....	210
L'aménagement intérieur, concernant l'ameublement, la décoration... que nous estimerons à 8,7% du coût du projet, soit 7 395 000 000 d'Ariary ;.....	211
L'aménagement extérieur, concernant la piscine, le parking, les terrains de tennis, le jardin...que nous estimerons à 12,55% du coût du projet, soit 10 667 500 000 d'Ariary ;	211
Les équipements regroupant : l'installation et montage des ascenseurs, l'installation de la sécurité incendie et les extincteurs, les différents moteurs (pompe à eau, groupe électrogène), le réservoir d'eau, les extracteurs d'air..., le tout estimé à 20 % du projet, soit : 17 000 000 000.....	211
Section 2. Les locations prévisionnelles et chiffres d'affaires envisagés par an :.....	212
boutiques : Ar 800 000/mois.....	212
salles de conférence : soit Ar 50 000 par salle la journée avec forfait (pause café matin, déjeuner buffet, matériels : stylos, eau vive..., pause café du soir) et Ar 35 000 la demi-journée sans forfait. Supposons que les salles seront louées en moyenne 15 fois par mois.	212
Restaurants : Ar 20 000 000 par mois. L'hôtel dispose de deux restaurants, dans l'un occidental, gérer par l'hôtel et l'autre à louer.....	212
Salle de lecture : Ar 500 000 par mois.....	212
Salon de thé : Ar 800 000/mois.....	212
Salle de banquets : Ar 60 000 par personne, la salle pouvant contenir 300 personnes	212
Salle de fitness - SPA - Massage : Ar 5 000 000/mois.....	212
Espace détente :.....	212
Discothèque : Ar 3 000 000/mois.....	212
Casino : Ar 20 000 000/mois.....	212
une chambre standard : 800 000 Ar.....	212
une suite d'affaires : 1 200 000 Ar.....	213
une suite présidentielle : 1 700 000 Ar.....	213
Section 3. Les amortissements techniques.....	213
Section 4. Charges d'exploitation:.....	214
Les travaux d'entretien, et de réparation de l'établissement tout entier, y compris les secondes œuvres. Des travaux de petit entretien seront effectués périodiquement pour garder l'hôtel en bon état ; cela, malgré un entretien général réalisé tous les deux ans ;	214

La prime d'assurance que l'hôtel doit verser à son assureur ;.....	214
La publicité : en effet, l'hôtel doit se faire connaître, et on a estimé le montant engagé dans la publicité à 0,80% du chiffre d'affaire annuel ;.....	214
Les impôts et taxes : comme tout opérateur économique, l'hôtel doit verser impôts et taxes à l'Etat et à la commune dont il appartient ;.....	214
La rémunération du personnel : le salaire du personnel fait aussi partie des dépenses incontournables ;.....	215
Section 5. Cash flow (CF).....	215
Section 6. Evaluation de la rentabilité :.....	220
La VAN	220
Le TIR.....	220
Période de récupération de l'investissement (drci) :	220
Chapitre IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	221
Section 1. Généralité	221
Section 2. Description du milieu d'implantation de l'hôtel.....	222
1.1. Délimitation de la zone d'étude :.....	222
1.2. Description des composantes environnementales :.....	222
Milieu physique :.....	223
Milieu humain :.....	223
Milieu socio économique :.....	223
1.3. Description, évaluation, mesures d'atténuation des impacts probables engendrés par le projet :.....	224
1.4. Résumés du l'etude d'impact environnemental :.....	227
 CONCLUSION.....	 229
BIBLIOGRAPHIE.....	230
ANNEXES	
TABLE DES MATIERES.....	231



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO
Département Bâtiment et Travaux Publics

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur
en Bâtiment et Travaux Publics.**

Renseignements concernant l'auteur :

Nom : ANDRIAMANANA

Prénoms : Valiha

Adresse : lot IVC 125 Ter Ambohimanarina-Antananarivo 101

Téléphone : 033 11 195 43

Thème du mémoire : « ETUDE D'UN COMPLEXE HOTELIER 5 ETOILES SIS A IVATO »

Nombre de pages : 233

Nombre de tableaux : 105

Nombre de figures : 19

Résumé du mémoire :

Le présent mémoire concerne l'étude de construction d'un hôtel 5 étoiles à R+23 dont la particularité est le contreventement. L'hôtel comprendra 272 chambres. L'ouvrage est construit sur une fondation profonde. Le coût du projet est estimé à 85 000 000 000 d'Ariary qui serait récupéré au bout de 17 ans environ. L'hôtel est construit dans le but d'attirer les touristes haut de gamme à Madagascar.

Mots Clés : Contreventement, joint de rupture, voile, structure, portique, pieux forés

Encadreur: Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina

i
ii

iii
iv