

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
التعليم

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
Scientifique



- البلدة 1

Université de Blida 1

كلية التكنولوجيا - الهندسة المدنية

Faculté de technologie

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL
OPTION : Structures Réparation et Cout de Construction

***CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE
D'UNE STRUCTURE 2 SOUS SOL+ RDC+8
ETAGES CONTREVENTE PAR DES VOILES ET
PORTIQUE EN BETON ARME***

***Durabilité : la perméabilité des ions
chlorures dans le béton***

Présenté par :

❖ WEDOU CHEIKH AHMED .CIRA
❖ SAGGAR .FATMA

Encadré par :

❖ M^{me} M .LANEZ

2013/2014



REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions Dieu, le Tout-Puissant, qui nous 'a donné la force et le courage pour poursuivre nos études.

On tient à exprimer nos profondes gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice Mme LANEZ pour le temps qu'elle nous a consacré, Sans ses orientations et ses suggestions les plus inestimables, ce mémoire n'aurait jamais pu voir le jour.

En particulier nous tenons à exprimer notre gratitude:

- ❖ A M.ABDNNOUR pour leur grande et constante disponibilité et leurs conseils avisés.*
- ❖ On tient aussi à remercier vivement l'ensemble des professeurs de l'institut de GC de l'université de Blida qui ont contribué à notre formation et qui m'ont fait part de leur savoir.*

Dédicaces

Je rends grâce à Dieu le Tout Puissant et dédie particulièrement ce travail:

- *A mon cher père, et ma très chère mère pour leurs soutien paternel inconditionnel et leur renforcement moral.*
- *A mes frères et ma sœur, ma famille*
- *Particulièrement à ma chère tante qui me manque beaucoup de puis que notre bon dieu a préféré la ramener, au paradis inchallah,*
- *A tout mes amis :Cira,SARAH ,HAJAR,*
- *A toute la promotion 2013-2014 de GC.*
- *A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Saggar Fatma

Dédicaces

Je rends grâce à Dieu le Tout Puissant et dédie particulièrement ce travail:

- *A mon père WEDOU, pour ton soutien paternel inconditionnel.*
- *A ma mère KHAYRI. Tu as assuré avec loyauté et courage tout mon cursus. Tu es pour moi « un phare au bon milieu de l'océan », toute ma vie je ne saurai te remercier. Je t'aime Maman.*
- *A mes frères et sœurs
KHOUMEYNI ,DEDAH ,CHEIKHNA ,YAKOUB
,SAVI ,BABA ,AOUSAMA,MAMI ,NEVISSE ,ETOU
,TOUTOU, Vous m'avez épaulé en tout temps.*
- *A mon oncle CHEIKH .M et sa famille, pour leur soutien aussi bien financier que moral à mon égard.*
- *Particulièrement à ma chère tante*
- *A la famille SAGGAR, pour votre soutien tout au long de mon séjour.*
- *A mes amis :MEYOUMA , KHADI
,FATIMA ,SARAH ,HAJAR, MARWA ,DAMIEN*
- *A toute la promotion 2013-2014 de GC.*
- *A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*
- *Tous mes parents et proches.*

Wedou Cheikh Ahmed Cirra

الهدف من هذا هو عمل دراسة تفصيلية للحصول على ملف تنفيذي , لتشييد مبنى لاستخدام فندقى مؤلف
8 الطابقين السفليين, في محافظة تيبازة بالجزائر .
هيكل المبنى هو هيكل من الخرسانة المسلحة الناقله (سقفية - ...)
المتطلبات التقنية القواعد المستخدمة التالية:

BAEL91 /99
RPA99 /2003
CBA93

" structural analysis program " **SAP2000** () التحليل

التحليل الديناميكي للهيكل

V14.2

وأنتج سجل تقني للمبنى يحتوي علي الرسومات, و تمت التوصيات لتنفيذ العمل.
:نفاذية أيونات الكلوريد

RESUME

L'objectif de ce travail est de faire ressortir une note de calcul concernant le projet de construction d'un bâtiment R+8+2SS à usage d'hôtel implanté dans la wilaya de Tipasa en Algérie complément sur la durabilité : la perméabilité des ions chlorures dans le béton.

La structure du bâtiment est une structure en béton armé porteuse (planchers – poutres – poteaux ...) contreventée par des voile et reposant sur un radier nervuré.

Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99, RPA99 version 2003 et le CBA93.

La descente de charges a été faite de façon manuelle, l'analyse dynamique par un logiciel d'analyse «structural analysis program » SAP2000 V14.2, les calculs réalisés à l'ELU et à l'action accidentelle puis vérifiés à l'ELS. Les plans de ferrailage dessiné avec le logiciel Auto CAD en tenant compte des dispositions constructives.

Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage,...) et des recommandations ont été faite pour l'exécution de l'ouvrage.

ABSTRACT

The objective of this work is to emphasize a note of calculation for the project of construction of a building R+8+2 basement to use of hotel with located in Tipasa Algeria. Complement on sustainability: the permeability of chloride ions in concrete.

The building structure is a reinforced concrete structure (floors - beam - post ...) braced by Shears end based on a paving ribbed.

The technical requirements used are the rules BAEL 91 revised 99, RPA99 modified on 2003 and the CBA93.

The total loads have been done manually; dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" **SAP2000 V14.2**, the calculations done at ELU and accidental action and then verified at ELS .the framework plans are drawn with AutoCAD software according to the internationals norms.

So a technical book of the building was produced (reinforcement drawings and formwork ...) and the recommendations were made for the execution of the works.

Sommaire

Liste des symboles et unités	
Liste des abréviations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I – CONTEXTE GENERAL DU PROJET	2
I.1. Description du projet et hypothèses de base	2
I.1. 1. Description du projet	2
I.1.2 .Caractéristiques géométriques	2
I.1.3. Hypothèses de base	3
I.2. Identification des éléments à dimensionner.....	4
I .2.1. Ouvrage en superstructure	4
I .2.1.1.Planchers.....	4
I .2.1.2. Escaliers	5
I .2.1.3. Poutres	5
I .2.1.4. Poteaux.....	5
I .2.1.5. Acrotère	5
I .2.1.6.Ossature	5
I.2.2.Ouvrage en infrastructure	5
I .2.2.1. Voile sous sol (voile périphérique)	5
I .2.2.2.fondation	5
I.3. Identification d'autres éléments présents dans le projet	6
I.3. 1.Maçonnerie	6
I.3. 2.Revêtement	6
I.3. 3.Ascenseurs	6
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.4.1.Le béton.....	6
I.4.1.1.Résistance caractéristique à la compression.....	6
I.4.1.2.Résistance caractéristique à la traction	6
I.4.1.3.Contraintes limites	7
I.4.1.4Déformation longitudinale	7
I.4.1.5.Déformations transversales	8
I.4.1.6.Diagramme contraintes déformations	8
I.4.2.Les aciers	9
I .4.2.1.Caractéristiques des aciers utilisés	9
I .4.2.2. Module d'élasticité longitudinal	9
I .4.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul.....	9
I .4.2.4. La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU.....	9
I .4.2.5. La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS.....	10
I .4.2.6.Protection des armatures.....	10

CHAPITRE II – PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES	11
II .1.Les poutres	11
II.1.1.Prédimensionnement	11
II .1.1.1.Poutres principales	11
II .1.1.2.Poutres secondaires	11
II .1.2.Vérification au RPA.....	12
II .1.2.1.Poutres principales	12
II .1.2.2.Poutres secondaire	12
II .2.Les planchers	12
II .2.1.Plancher à corps creux	12
II .2.2.Plancher à dalles pleines	13
II .2.2.1.plancher sous sols et les halls suspendus	13
II .2.2.2. Balcons	14
II .3.La descente de charge	14
II .3.1.Plancher terrasse inaccessible	14
II .3.2.Plancher étage courant.....	15
II .3.3.Plancher RDC et Mezzanine.....	15
II .3.4.Plancher sous sol (parking)	15
II.3.5.Balcons	16
II .3.6.Murs extérieurs (double paroi)	16
II .3.7.Garde-corps.....	16
II .3.8.Acrotère	16
II .4.Les poteaux	17
II .4.1.Surcharges revenant au poteau.....	17
II.4.2. Prédimensionnement	18
II .4.2.1. Poteau central.....	18
II .4.2.2. Poteau de rive.....	21
II .4.2.3. Poteau d'angle	23
II .4.3. Vérifications	24
II .4.3.1. Vérification au RPA.....	24
II .5. Les voiles.....	25
CHAPITRE III- DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	27
III.1.Acrotère	27
III .1.1.Sollicitations de calcul.....	27
III .1.2.Ferraillage.....	28
III .1.3.vérifications.....	29
III .2.Planchers à corps creux	31
III .2.1.Calcul des poutrelles	31
III .2.1.1. -1 ^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression	32
III .2.1.2.-2 ^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression	34
III .2.2. Calcul de la table de compression	38
III .3.Calcul des dalles.....	38
III .3.1.Plancher en dalle pleine	39

III .3.2.Dalles des balcons.....	42
III .4. Les escaliers.....	45
III .4.1. Escalier a double quart tournant (jour carré)	45
III .4.1.1.dimensionnement de la paillasse et du palier	46
III .4.1.2.Evaluation des charges et surcharges	46
III .4.1.3.Combinaisons d'actions	47
III .4.1.4.Sollicitations	47
III .4.1.5.Calcul du ferrailage	47
III .4.1.6.Vérifications	48
III .4.1.7. Calcul de la poutre palière	49
III .4.2. Escalier hélicoïdal (colimaçon)	52
III .4.2.1.dimensionnement de la paillasse hélicoïdale.....	53
III .4.2.2.Evaluation des charges et surcharges	53
III .4.2.3.Les résultats données par le logicielle SAP	54
III .4.2.4.Combinaisons d'actions	54
III.4.2.5.Sollicitations.....	54
III .4.2.6.Calcul du ferrailage	55
III .4.2.7.Vérifications	55
III .5. La rampe	57
III .5. 1. Evaluation des charges	58
III .5. 2. Calcul du ferrailage	59
III .5. 3. Vérifications	59
CHAPITRE IV- ETUDE DYNAMIQUE	61
IV .1.Introduction	61
IV .2.Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	61
IV .3.Analyse dynamique modale spectrale	62
IV .4.Spectre de réponse	62
IV.5.Masses sismiques	64
IV.6.Combinaison d'actions	64
IV .7.Diaphragme	65
IV .8.APPUIS	65
IV .9.Modèle 1	65
IV .9.1.Résultats obtenus du model 1	66
IV.10.Modèle 2	67
IV.10.1Interprétations des résultats obtenus	67
IV.10.2.Vérifications	68
IV.10.2.1.L'interaction portiques –voiles	68
IV .11.Modèle 3	68
IV .11.1.Interprétations des résultats obtenus	69
IV .11.2.Vérifications	69
IV.11.2.1.L'interaction portiques –voiles	69
IV.11.2.2. Nombre de modes à considérer	70
IV.11.2.3.vérification de l'effort tranchant à la base	70

IV.11.2.4.Les déplacements latéraux inters étage	72
IV.11.2.5.Vérification spécifique aux sollicitations normales	73
IV.11.2.6.Justification de la largeur des joints sismiques	73
IV.5.2.7.Justification vis à vis de l'effet p-	73
CHAPITRE V-Ferraillage des éléments structuraux	75
V.1. Les poteaux.....	75
V.1. 1.Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000	75
V.1. 1.1.Effort normale max	75
V.1. 1.2.Effort normale min	76
V.1. 1.3.Moment fléchissant max.....	76
V.1. 1.4.Moment fléchissant min.....	76
V.1. 2.Ferraillage	76
V.1. 2.1.Ferraillage longitudinal	77
V.1. 2.2. Vérification des armatures longitudinales	78
V.1. 2.3.Longueur de recouvrement	79
V.1. 2.4.ferraillages transversales	79
V.1. 2.5.Ferraillage des poteaux du sous-sol	80
V.2. Les poutres	83
V.2.1.Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000	83
V.2. 2.Ferraillage des poutres.....	83
V.2.2.1.Ferraillage longitudinales.....	84
V.2. 2.2. Vérification des armatures longitudinales	84
V.2.2.3.Recouvrement des armatures longitudinales	85
V.2.2.4.Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	85
V.2.2.5.Ferraillages transversales	86
V.2.2.6.Vérification de la flèche	86
V.4.Les voiles	89
V.4.1.Voiles pleins et trumeaux	90
V.4.2.Ferraillage des linteaux	94
V.4.2.1.linteaux sur fenêtres	94
V.4.2.2.linteaux sur portes	95
CHAPITRE VI-ETUDE THERMIQUE	98
VI .1.introduction	98
VI .2.Types de chargements de la Température	99
VI .3.Calcul de l'effet de température et introduction de leurs valeurs dans le Sap2000	99
VI .4.Ferraillage longitudinales	102
VI .5.Conclusion	102
CHAPITRE VII -ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	103
VII .1.Étude du voile Périphérique	103
VII .2. Étude des fondations.....	106
VII .2.1 Semelle isolée	107
VII .2.2. Semelle filante.....	107

Sommaire

VII .2.3. Radier générale	109
VII .2.3.1 dimensionnement du radier	109
VII .2.3.2. Ferrailage du radier	112
VII .2.4. Ferrailage des nervures	115
VII .3.4. Ferrailage des débords.....	118
Conclusion	120
Bibliographie	
Recherche sur : Durabilité, la perméabilité des ions chlorures dans le béton	
Annexes	

Liste des symboles et unités

A	: Coefficient d'accélération de zone ;
A_s (où A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal) ;
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales ;
B	: Aire d'une section de béton ;
E_s	: Module de Young de l'acier ;
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours ;
E_{vj}	: Module de Young différé à l'âge de j jours ;
F	: Force ou action en général ;
F_s	: Coefficient de sécurité ;
G	: Action permanente ;
I	: Moment d'inertie d'une section ;
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service ;
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime ;
M_r	: Moment renversant ;
M_s	: Moment stabilisant ;
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service ;
N_u (où T_u)	: Effort normal de calcul ultime ;
Q	: Action d'exploitation, Facteur de qualité ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S_t	: Espacement des armatures transversales ;
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime ;
W	: Poids total de la structure ;
Z	: Hauteur d'ancrage ;
a	: Largeur d'un poteau ;
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau ;
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre ;
d (et e)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton ;
B_r	: Section réduite obtenue par déduction
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle ;
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours ;
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours ;
f_{bu}	: Contrainte ultime du béton en compression ;
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation ;
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre ;
h_t	: Hauteur du hourdis, d'une poutre ;
i	: Rayon de giration d'une section ;
j	: Nombre de jours de maturité du béton ;
l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau ;
l_f	: Longueur de flambement ;
u	: Périmètre ;
x	: Abscisse ;
y	: Ordonnée ;
α	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général ;
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ;

Symboles et unités

<p> α α_1 α_2 α_3 α_4 α_5 α_6 α_7 α_8 α_9 α_{10} α_{11} α_{12} α_{13} α_{14} α_{15} α_{16} α_{17} α_{18} α_{19} α_{20} α_{21} α_{22} α_{23} α_{24} α_{25} α_{26} α_{27} α_{28} α_{29} α_{30} α_{31} α_{32} α_{33} α_{34} α_{35} α_{36} α_{37} α_{38} α_{39} α_{40} α_{41} α_{42} α_{43} α_{44} α_{45} α_{46} α_{47} α_{48} α_{49} α_{50} α_{51} α_{52} α_{53} α_{54} α_{55} α_{56} α_{57} α_{58} α_{59} α_{60} α_{61} α_{62} α_{63} α_{64} α_{65} α_{66} α_{67} α_{68} α_{69} α_{70} α_{71} α_{72} α_{73} α_{74} α_{75} α_{76} α_{77} α_{78} α_{79} α_{80} α_{81} α_{82} α_{83} α_{84} α_{85} α_{86} α_{87} α_{88} α_{89} α_{90} α_{91} α_{92} α_{93} α_{94} α_{95} α_{96} α_{97} α_{98} α_{99} α_{100} </p>	<p> : Coefficient partiel de sécurité sur le béton ; : Poids spécifique du remblai ; : Déformation maximale du béton comprimé ; : Déformation des armatures tendues ; : Déformation des armatures comprimées ; : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement ; : Elancement mécanique d'une pièce comprimée ; μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS ; μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU ; : Coefficient de poisson; : Pourcentage d'amortissement critique; : Rapport de la section d'acier sur celle du béton; : Contrainte normale; : Contrainte maximale du béton comprimé ; σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus ; σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés ; : Contrainte tangente; τ_{con} : Contrainte tangente conventionnelle ; τ_{adm} : Contrainte tangente admissible; \varnothing_l : Diamètre d'une armature longitudinale; \varnothing_t : Diamètre d'une armature transversale ; T : Gradient thermique. MPa : le méga Pascal L ou l : longueur ou largeur. kg : le Kilogramme, KPa : le kilo Pascal kN : le kilo Newton KN/m³ : le kilo newton par mètre cube m : masse ou mètre m² : unité de surface, le mètre carré bar : le bar, unité de pression N : le Newton, unité de force Pa : le Pascal, unité de contrainte T : Température ou temps t : tonne, unités de poids </p>
--	---

Liste des abréviations

BAEL	: Béton Armé à l'Etat limite ;
ELS	: Etat Limite de Service ;
ELU	: Etat Limite Ultime ;
ELUT	: Etat Limite Ultime de température ;
D.T.U	: Documents Techniques Unifiés ;
D.T.R	: Document Technique de Référence ;
C.B.A	: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ;
RBA	: Règles parasismiques algériennes ;
RDC	: Rez-de-chaussée ;
H.A	: Haute Adhérence ;
FPP	: Fissuration Peu préjudiciable ;
FP	: Fissuration Préjudiciable ;
FTP	: Fissuration Très préjudiciable ;
NF	: Norme Française ;
Art	: Article.

Liste des tableaux

Tableau .II .1. Charges dues au plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau .II .2. Charges dues au plancher étage courant.....	15
Tableau .II .3. Charges dues au plancher RDC et la mezzanine.....	15
Tableau .II .4. Charges dues au Plancher dalles pleines (sous sol).....	15
Tableau .II .5. Charges dues aux dalles pleines des balcons.....	16
Tableau .II .6. Charge permanente due aux murs extérieurs.....	16
Tableau .II .7. Charge permanente due au garde-corps.....	16
Tableau .II .8. Règle de dégression adoptée.....	17
Tableau .II .9. Calcul et choix des sections des poteaux centraux.....	19
Tableau .II .10. Calcul et choix des sections des poteaux de rives.....	22
Tableau .II .11. Calcul et choix des sections des poteaux d'angles.....	24
Tableau .III .1.Actions de calcul des poutrelles après coulage.....	34
Tableau .III .2.moments en appuis pour Poutrelles à (02) travées	35
Tableau .III .3.moments en travée pour Poutrelles à (02) travées	35
Tableau .III .4.moments en appuis pour Poutrelles à (06) travées	36
Tableau .III .5.moments en travée pour Poutrelles à (06) travées.....	36
Tableau .III .6.Ferraillages des poutrelles.....	37
Tableau .III .7.Actions et sollicitations agissant sur les dalles pleines.....	39
Tableau .III .8. Calcul du ferraillage des plancher dalles pleines.....	40
Tableau .III .9.Combinaison des charges du balcon.....	42
Tableau .III .10.Actions et sollicitations agissant sur les balcons.....	43
Tableau .III .11.Calcul du ferraillage des balcons.....	43
Tableau .III .12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau .III .13. Charges et surcharges sur la paillasse.....	46
Tableau .III .14. Charges et surcharges sur le palier.....	47
Tableau .III .15. Combinaisons d'actions sur l'escalier.....	47
Tableau .III .16.Les sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.....	47
Tableau .III .17. Calcul du ferraillage des escaliers.....	47
Tableau .III .18. Charges et surcharges sur la poutre paillasse.....	49

Liste des tableaux

Tableau .III .19. Combinaisons d'actions de la poutre paillasse.....	49
Tableau .III .20. Les sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.....	50
Tableau .III .21. Calcul du ferrailage de la poutre paillasse.....	50
Tableau .III .22. Charges et surcharges sur la paillasse.....	53
Tableau .III .23. Les résultats données par le logicielle SAP a ELU.....	54
Tableau .III .24. Les résultats données par le logicielle SAP a ELS.....	54
Tableau .III .25. Combinaisons d'actions de l'escalier spiral.....	54
Tableau .III .26. Les sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.....	54
Tableau .III .27. Calcul du ferrailage de l'escalier spiral.....	55
Tableau .III .28. Les sollicitations du calcul de la rampe.....	58
Tableau .III .29. Calcul du ferrailage de la rampe.....	59
Tableau .III .30. Vérification des contraintes du béton	60
Tableau .IV.1.valeurs des pénalités P_q	63
Tableau .IV.2.résultats de l'analyse modale du modèle initial.....	66
Tableau .IV.3.résultats de l'analyse modale du modèle 2.....	67
Tableau .IV.4.résultats de l'analyse modale du modèle 3.....	69
Tableau .IV.5.vérification des déplacements inter-étages du modèle 03.....	72
Tableau .IV.6. Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	73
Tableau .IV.7. Justification vis à vis de l'effet p- sens X-X.....	74
Tableau .IV.8. Justification vis à vis de l'effet p- sens Y-Y.....	74
Tableau V.1.Sollicitations de calcul pour le cas de charge N^{\max} M_{CORR}	75
Tableau V.2.Sollicitations de calcul pour le cas de charge N^{\min} M_{CORR}	76
Tableau V.3.Sollicitations de calcul pour le cas de charge M^{\max} N_{corr}	76
Tableau V.4.Sollicitations de calcul pour le cas de charge M^{\min} N_{corr}	76
Tableau V.5.Résultats du ferrailage avec la sollicitation N^{\max} M_{CORR}	77
Tableau V.6.Résultats du ferrailage avec la sollicitation N^{\min} M_{CORR}	77
Tableau V.7.Résultats du ferrailage avec la sollicitation M^{\max} N_{corr}	78
Tableau V.8.Résultats du ferrailage avec la sollicitation M^{\min} N_{corr}	78

Liste des tableaux

Tableau V.9.Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	78
Tableau V.10.Vérification des contraintes tangentielles	79
Tableau V.11.Calcul des armatures transversales	79
Tableau V.12.Choix des armatures transversales	80
Tableau V.13.Sollicitations de calcul pour les poutres principales et secondaires.....	83
Tableau V.14.Choix des armatures longitudinales pour les poutres (PP et PS).....	84
Tableau V.15.Vérification de la condition de non fragilité	84
Tableau V.16.Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres principales et secondaires. 85	
Tableau V.17.Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	85
Tableau V.18. Calcul des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires...85	
Tableau V.19.les sollicitations de calculs.....	91
Tableau V.20.Ferraillage vertical des voiles.....	92
Tableau V.21. Vérification des contraintes tangentielles pour les voiles.....	93
Tableau V.22.Ferraillages transversales des voiles.....	93
Tableau .VI.1.les sollicitations de calcul.....	102
Tableau .VI.2.les résultats du ferraillage.....	102
Tableau .VII.1. Résultats de ferraillage du voile périphérique.....	105
Tableau .VII.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	106
Tableau .VII.3.sections des semelles filantes.....	108
Tableau .VII.4.Efforts à la base de la structure.....	109
Tableau .VII.5.Vérification des contraintes à l'ELS.....	112
Tableau .VII.6.Calcul des contraintes exercées à la base du radier.....	112
Tableau .VII.7. Résultats du ferraillage du radier.....	113
Tableau .VII.8.Vérification des contraintes à l'ELS.....	115
Tableau .VII.9. Contraintes exercées à la base des nervures.....	115
Tableau .VII.10.moments et l'effort tranchant	116
Tableau .VII.11. Résultats du ferraillage de la nervure.....	116
Tableau .VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	116
Tableau .VII.13.Résultat du ferraillage du débord du radier.....	119
Tableau .VII.14. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	119

Liste des tableaux

Liste des figures

Fig. I.1 Plan d'étage courant.....	2
Fig. I .2. Façades principale et postérieur.....	3
Fig. I .3. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	8
Fig. I .4. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	8
Fig. I .5. Diagramme contrainte déformation simplifié.....	9
Fig. II.1. Dimensions de l'Acrotère.....	16
Fig. II.2. Le poteau central le plus sollicité.....	19
Fig. II.3. Le poteau de rive le plus sollicité (SS1,SS2, RDC ,mezzanine, 1 ^{ère} ...5 ^{ème}).....	21
Fig. II.4. Le poteau de rive le plus sollicité(6 ^{ème} et 7 ^{ème}).....	21
Fig. II.5. Le poteau d'angle le plus sollicité.....	23
Fig. II.6.Coupe de voile.....	25
Fig. III.1. Acrotère.....	27
Fig. III.2. Schéma d'application des forces.....	27
Fig. III.3. Ferrailage de l'acrotère.....	31
Fig. III.4.coupe d'un plancher à corps creux.....	31
Fig. III.5 Détail de la poutrelle.....	32
Fig. III.6. Disposition de la poutrelle.....	33
Fig. III.7. Section de calcul des poutrelles après coulage.....	34
Fig. III.8.ferrailage des poutrelles en travées et en appuis.....	38
Fig. III.9 Portées des dalles.....	39
Fig. III.10.Ferrailage de la Dalle Pleine.....	42
Fig. III.11.Schéma de calcul du balcon.....	42
Fig. III.12.ferrailage du balcon.....	45
Fig. III .13.Vue en plan de l'escalier.....	45
Fig. III .14.Vue en élévation de l'escalier.....	45
Fig. III .15.ferrailage de l'escalier.....	51
Fig. III .16.ferrailage de la poutre palière	52
Fig. III .17.Vue en plan de l'escalier.....	52
Fig. III .18.Vue en élévation de l'escalier (coupe A-A).....	52
Fig. III .19.Modèle en 3D des escaliers.....	53
Fig. III .20.coupe transversale du ferrailage de l'escalier hélicoïdal.....	56
Fig. III .21.ferrailage de la volée escalier hélicoïdal.....	56
Fig. III .22. Types de rampes.....	57
Fig. III .23. .Vue en plan de la rampe.....	57

Liste des figures

Fig. III.24. Courbe enveloppe des moments.....	58
Fig. III.25. Courbe enveloppe des efforts tranchants.....	58
Fig. III.26. Ferrailage de la rampe.....	60
Fig. IV.1.Allure du spectre de réponse.....	63
Fig. IV.2.Modèle 1.....	65
Fig.IV.3.Modèle 2 en 3D et disposition des voiles.....	67
Fig. IV.4.Modèle 3 en 3D.....	68
Fig. IV.5.largeur minimum du joint sismique.....	73
Fig. V.1. Ferrailage des poteaux.....	82
Fig. V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	88
Fig. V.3.Principe de ferrailage d'un voile de contreventement	89
Fig. V.4. Dispositions des voiles.....	90
Fig. V. 5. Ferrailage du voile Vx3 RDC.....	93
Fig. V. 6. Ferrailage du voile Vy1 étages 1,2,3 et 4.....	94
Fig. V.7. Ferrailage du voile Vx1 RDC.....	97
Fig.VII .1. Ferrailage du Voile Périphérique.....	106
Fig.VII .2. Semelle isolée.....	107
Fig.VII .3.Vue en plan au niveau des encastremets.....	108
Fig.VII .4. Ferrailage du radier	115
Fig.VII.5 .Ferrailage des nervures	118
Fig.VII.6.Ferrailage des débords.....	119

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Il comprend notamment : le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel, etc. les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc. les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc. les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc. les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

Dans ce projet de fin d'étude, notre objectif est de concevoir, avec une répartition efficace des différents éléments porteurs en Béton Armé un immeuble R+8+2SS afin d'assurer de manière efficiente la transmission des charges vers l'infrastructure.

A partir des plans fournis par le cabinet d'architecture, il sera procédé tout d'abord à une bonne répartition des différents éléments porteurs de la structure tout en respectant les contraintes mécaniques, celles liées aux conditions d'utilisation de l'ouvrage ainsi les vérifications parasismique.

A cet effet les chapitres sur lesquels ce mémoire est axé sont :

- La première étape portera le contexte général de projet. .
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- la troisième étape sera le dimensionnement et ferrailage des éléments non structuraux.
- la quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP2000.
- la cinquième étape portera sur le ferrailage des éléments structuraux.
- la sixième étape portera sur une étude thermique cette est effectué que pour les éléments exposé à la température.
- la septième étape portera sur l'étude de l'infra structure.
- la huitième étape sur la durabilité, perméabilité des ions chlorures sur le béton.

CHAPITRE I

CONTEXTE GENERAL DU PROJET

CHAPITRE I – CONTEXTE GENERAL DU PROJET

I.1. description du projet et hypothèses de base

I.1. 1. Description du projet

Le projet consiste en l'étude et le calcul de ferrailage d'élément en béton armé d'un complexe hôtelier en R+8 avec 2 sous sol dans Wilaya de TIPASA, classée comme zone de sismicité élevée (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Le bâtiment est classé en groupe d'usage **1B** selon le RPA99/2003.

(Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels).

Le bâtiment est constitué de divers locaux techniques, de chambres, de bureaux, de salle de réunion, d'un bar, d'une salle de thé, de restaurant, d'une librairie, des boutiques, de magasins (voir les plans architecturaux en Annexe 1).

I.1.2 .Caractéristiques géométriques

Dimensions en plan

Les plus grandes dimensions sont :

- Longueur en plan: $L = 36 \text{ m}$
- Largeur en plan : $l = 31 \text{ m}$

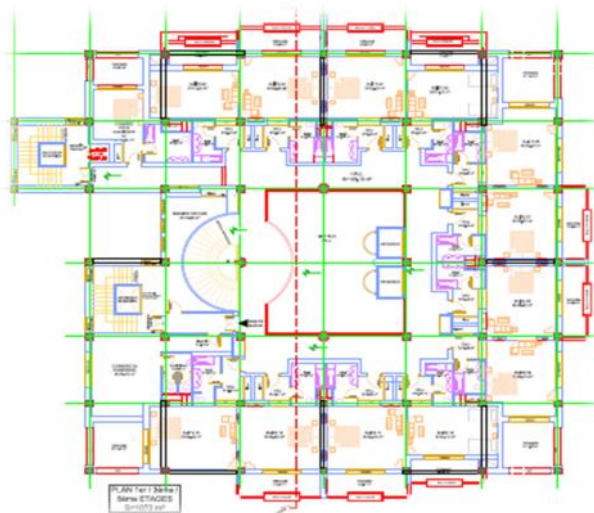


Fig. I.1: Plan d'étage courant

Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- La hauteur des étages et entre sol est de 3,23m ; 3,74m pour le RDC et la mezzanine est de 3,57m.
- La hauteur totale du bâtiment est de 34.42m.



Fig. I .2: Façades principale et postérieure

I.1.3- Hypothèses de base

L'étude est faite en appliquant les prescriptions réglementaires en vigueur à savoir.

- Le C.B.A 93 ;
- D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes1999 avec addenda de 2003 ».
- DTR-B.C.2.2 : « charges permanentes et d'exploitation ».
- BAEL 99 : Béton armé aux états limites.
- Rapport géotechnique de la région.

Béton:

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour tous les éléments structuraux en béton armé
- Poids volumique : 25 KN/m^3
- Dosage : 350 Kg/m^3
- Enrobage : 4cm en fondations et voiles périphérique ; 2.5 cm en élévation.

Acier:

- $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Fissuration préjudiciable en infrastructure ;
- Fissuration peu préjudiciable en superstructure.

Sol:

Les essais de sondages nous montrent un sol homogène, constitué essentiellement de sol graveleux beige à marron avec des passages de roche calcaire à différent épaisseur de profondeur. au sud du terrain cette couche de sable graveleux repose sur des grés.

La couche de terre végétale est d'une épaisseur allant jusqu'à 0.5m.

Nous préconisons l'emploi de fondations superficielles, où la contrainte admissible du sol est de 2.0 bars à 10m de profondeur.

I.2. Identification des éléments à dimensionner

Deux (02) parties sont déterminées dans ce projet en fonction du terrain naturel (site avant travaux de fondation) :

- la superstructure comprenant tout ouvrage au dessus du terrain naturel ;
- l'infrastructure constituée de tout ouvrage à un niveau égal ou inférieur au terrain naturel.

I .2.1. Ouvrages en superstructure

I .2.1.1.Planchers

- Dalle pleine en béton armé

La dalle est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions (épaisseur variant généralement de 8 à 20 cm). La dalle pleine en béton armé est prévue au niveau du plancher sous sols, les dalles permettant l'accès aux escaliers et aux ascenseurs, les balcons et les halls suspendus.

La dalle pleine se justifie par :

- La présence des parkings au sous sols où les charges ponctuelles des roues imposent une épaisseur de béton bien calculée;
 - Sa bonne tenue au feu ;
 - Sa facilité d'exécution.

- Planchers en corps creux

Les planchers en corps creux sont réalisés en corps creux (agglomérés de ciment) et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles en béton armé avec des épaisseurs variant généralement de 16 à 30 cm. Le plancher en corps creux est situé aux RDC, étages courants, la terrasse et la mezzanine, leur utilisation se justifie par :

- Son isolation thermique et acoustique ;
- Son poids léger ;
- Son coût relativement faible par rapport à celui de la dalle pleine.

I .2.1.2- Escalier

L'escalier est par définition une suite de marches qui sert à monter ou à descendre. Le bâtiment comporte 2 types d'escaliers :

- escalier a double quartier tournant (jour carré) ;
- escalier hélicoïdal (colimaçon).

I .2.1.3- Poutres

La poutre est un élément barre horizontale en béton armé qui sert généralement de support au plancher et repose sur les poteaux.

I .2.1.4.Poteaux

Le poteau est un élément barre verticale en béton armé qui sert généralement de support aux poutres ou tout élément de structure horizontale du bâtiment. Le poteau G5 est le plus chargé du bâtiment, d'où le choix de ce poteau pour le pré dimensionnement dans notre étude.

I .2.1.5.Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est tapissé d'un acrotère en béton armé de 1m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I .2.1.6.Ossature

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique .

I.2.2- Ouvrage en infrastructure

I .2.2.1- Voile sous sol (voile périphérique)

Le voile en béton armé peut être défini comme un poteau dont la longueur (L) est supérieur ou égale à quatre fois son épaisseur (e) d'où $L \geq 4 e$.

Le voile se justifie dans le projet par :

- Sa grande résistance et sa grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales ;
- La résistance supplémentaire qu'il apporte aux poteaux du sous sol.

I .2.2.2- fondation

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.3. Identification d'autres éléments présents dans le projet

I.3. 1.Maçonnerie :

On a deux types :

- Murs extérieurs : double paroi ;
- Murs intérieurs : en maçonnerie simple.

I.3. 2.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage ;
- Revêtement de façade (fibres-ciment et plâtre) ;
- Faux plafond.

I.3. 3.Ascenseurs :

Notre structure comporte deux types d'ascenseur :

- ascenseur à gaine maçonnée ;
- ascenseur panoramique.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1.Le béton

I.4.1.1.Résistance caractéristique à la compression

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . La résistance à la compression est calculée suivant Art 2-1-11 BAEL 99 et pour le présent projet on adoptera :
 $f_{c28} = 25$ MPa pour les raisons suivantes :

- La capacité des entreprises à atteindre cette résistance sur le chantier ;
- Le chantier fera l'objet d'un contrôle régulier (Art 2.1.13 BAEL 99) ;
- Construire un bâtiment ayant une structure beaucoup plus résistante.

I.4.1.2.Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL99)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

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

$$\text{Pour ce projet } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.4.1.3. Contraintes limites

- Contrainte limite à la compression (Art A.4.3,41 BAEL99)

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1 \Rightarrow f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$

- Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL99)
- Fissuration Peu Préjudiciable (FPP).

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

- Fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP).

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \}$$

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

- Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL99)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.4.1.4. Déformation longitudinale

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations longitudinales :

- Module de déformation instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL99)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

I.4.1.5.Déformations transversales (Art A – 2.1.3 BAEL99)

Dans le calcul, le coefficient de Poisson est égal à :

- $\nu \approx 0,2$ l'état limite de service (béton non fissuré)
- $\nu = 0$ l'état limite ultime (béton fissuré)

I.4.1.6.Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- L'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme parabole rectangle de la figure 3 ci dessous :

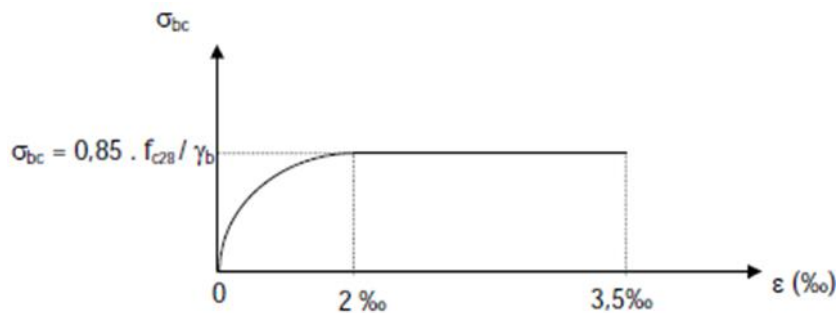


Fig.I .3: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

- Etat Limite de Service (ELS) :

La figure 4 donne le diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS :

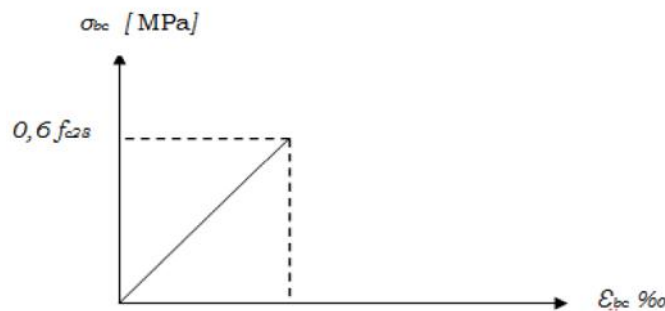


Fig. I .4: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

Le rapport E_s/E_b est appelé coefficient d'équivalence : $n = 15$.

I.4.2.Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Pour ce projet on va utiliser Fe E400 HA.

I .4.2.1.Caractéristiques des aciers utilisés

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

- Fe E400 HA (Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400\text{MPa}$).
- Le coefficient partiel de sécurité des aciers:
 - $\gamma_s = 1,15$ cas de générale ;
 - $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- Le coefficient de fissuration : $= 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I .4.2.2. Module d'élasticité longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

I .4.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul (Art A – 2.2.2 BAEL9)

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure 5 suivant:

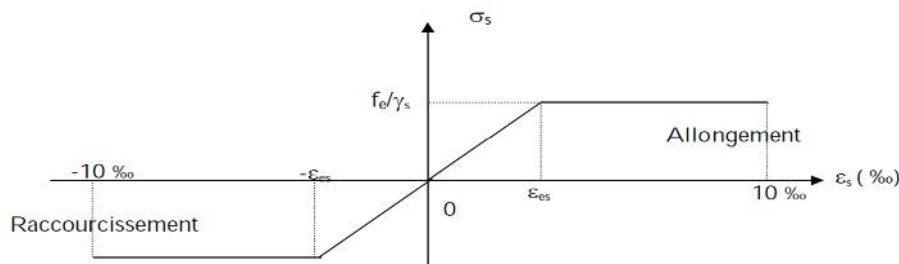


Fig. I .5: Diagramme contrainte déformation simplifié

I .4.2.4- La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa) avec γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

Pour les aciers de nuances FeE400 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

I .4.2.5- La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL99, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable (FPP) (BAEL99 /Art 4-5-32)

Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable (FP) (BAEL99/Art A. 4-5-33)

$$\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ 0.5f_e ; 110 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\}$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$

- Fissuration très préjudiciable (FTP) (BAEL99 / Art A. 4-5.34)

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8\xi$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 161.306 \text{ MPa}$

I .4.2.6. Protection des armatures (Art A.7.1 BAEL99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

ET

DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE II – PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Le pré dimensionnement se fait pour chaque type d'ouvrage afin de fixer des sections indicatives pour la suite du dimensionnement du bâtiment .Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

Cette étape de l'étude est faite pour montrer toute les démarches à suivre pour produire les plans de ferrailages. Une fois le pré dimensionnement est effectué, on procède à la réalisation des plans de coffrages.

Les plans de coffrages sont des plans qui donnent la section des éléments de structure en béton armé. Ils sont généralement utilisés sur le chantier pour l'exécution de l'ouvrage. Le plan de coffrage est réalisé pour chaque niveau du bâtiment à partir de la fondation jusqu'au dernier niveau. Dans ce projet, il ressortira les plans de coffrages suivant (annexe2) :

- Plancher sous sol,
- Planchers mezzanine,
- Planchers étages courants,
- Planchers terrasse.

II .1.Les poutres

II.1.1.Pré dimensionnement[1]

II .1.1.1.Poutres principales

L =5.2m : la portée de la poutre dans le sens considère entre nus d'appuis.

- Hauteur : h

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$
$$34.666 \leq h \leq 52$$

Choix h = 45 cm

- Largeur : b

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$
$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ Choix } b = 30 \text{ cm}$$

II .1.1.2.Poutres secondaires

L =5.2m : la portée de la poutre dans le sens considère entre nus d'appuis.

- Hauteur : h

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$
$$34.666 \leq h \leq 52 \quad \text{Choix } h = 40 \text{ cm}$$

- Largeur : b

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$
$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{Choix } b = 30 \text{ cm}$$

II .1.2.Vérification au RPA (Article 7.5.1)

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions

Suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

II .1.2.1.Poutres principales

- $b=30 \geq 20\text{cm}$ → vérifié
- $h=45 \geq 30\text{cm}$ → vérifié
- $h/b = 45/30 = 1.5 \leq 4.0$ → vérifié

II .1.2.2.Poutres secondaire

- $b=30 \geq 20\text{cm}$ → vérifié
- $h=40 \geq 30\text{cm}$ → vérifié
- $h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4.0$ → vérifié

Choix :

Les poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Les poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II .2. Les planchers

II .2.1.Plancher à corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante:(Art. B.6.8,4,2,4) :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad [2]$$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher.

$$L=5.2m \Rightarrow h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11cm$$

Choix : On adopte un plancher de 24 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 20 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II .2.2.Plancher à dalles pleines

Une dalle est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

- soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés ;
- soit ponctuellement sur poteaux.

Une dalle principalement soumise à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie:

- elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles,
- elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.

II .2.2.1.plancher sous sols et les halls suspendus

L'épaisseur du dalle pleine est déterminé a partir de ces 3 condition [3] :

a. Isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que la masse du plancher soit supérieure ou égale à 400Kg/m².

$$\text{Donc: } 2500 \times e_1 \geq 400 \Rightarrow e_1 \geq 16cm.$$

b. Résistance au feu

- $e_2 = 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e_2 = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

c. Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_{max}}{35} \leq e_3 \leq \frac{L_{max}}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_{max}}{50} \leq e_3 \leq \frac{L_{max}}{40}$

L_{max} : étant la portée de la dalle.

Avec:

$$\frac{5.2}{35} \leq e_3 \leq \frac{5.2}{30} \quad \Rightarrow 0.14 \leq e_3 \leq 0.17$$

$$\frac{5.2}{50} \leq e_3 \leq \frac{5.2}{40} \quad \Rightarrow 0.10 \leq e_3 \leq 0.13$$

Choix : Donc on adopte des dalles pleines de 16 cm d'épaisseur.

II .2.2.2. Balcons

Dalle encastrée à une extrémité (console) avec une portée de 1.9m

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{190}{10} = 19 \quad [4]$$

Choix : Donc on adopte des dalles pleines des balcons une épaisseur de 20 cm


II .3. LA DESCENTE DE CHARGE

La descente de charge est la première étape d'un dimensionnement de structure. Les poutres sont les éléments de structure principale horizontale, qui vont recevoir les charges venant de la verrière et des planchers. Les poutres transmettent les charges qu'ils ont reçues vers les poteaux, et les poteaux vont transmettre à leurs tours ces charges vers les fondations[5].

II .3.1. Plancher terrasse inaccessible

Plancher en corps creux

Tableau .II .1. Charges dues au plancher terrasse inaccessible

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Isolation + par vapeur	1	0,1
Forme de pente en béton	10	2,0
Etanchéité multicouche	2	0,12
protection en Gravillon roulé	4	0,8
Plancher corps creux	20+4	3,1
Enduit plâtre ( 20)	3	0,3
	<u>G</u>	<u>6,42</u>
	<u>Q</u>	<u>1</u>

II .3.2.Plancher étage courant

Plancher en corps creux

Tableau .II .2. Charges dues au plancher étage courant

<u><i>Elément</i></u>	<u><i>Épaisseur [cm]</i></u>	<u><i>Poids [kN/m²]</i></u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Cloisons de distribution	10	1,0
Plancher corps creux	20+4	3,1
Enduit plâtre	3	0,3
	<u>G</u>	<u>5,6</u>
	<u>Q</u>	<u>2,5</u>

II .3.3.Plancher RDC et Mezzanine

Plancher en corps creux

Tableau .II .3. Charges dues au plancher RDC et la mezzanine

<u><i>Elément</i></u>	<u><i>Épaisseur [cm]</i></u>	<u><i>Poids [kN/m²]</i></u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Cloisons de distribution	10	1,0
Plancher corps creux	20+4	3,1
Enduit plâtre	3	0,3
	<u>G</u>	<u>5,6</u>
	<u>Q</u>	<u>5</u>

II .3.4.Plancher sous sol (parking)

Plancher dalle pleine avec e = 16cm

Tableau .II .4. Charges dues au Plancher dalles pleines (sous sol)

<u><i>Elément</i></u>	<u><i>Épaisseur [cm]</i></u>	<u><i>Poids [kN/m²]</i></u>
Revêtement (chape en ciment)	4	1,2
Dalle pleine	16	4
Enduit sous plafond	2	0,36
	<u>G</u>	<u>5,56</u>
	<u>Q</u>	<u>2,5</u>

II .3.5.Balcons

Dalle pleine avec e = 20cm

Tableau .II .5. Charges dues aux dalles pleines des balcons

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Dalle pleine	20	5
Enduit sous plafond	2	0,36
	<u>G</u>	<u>6,56</u>
	<u>Q</u>	<u>3,5</u>

II .3.6.Murs extérieurs (double paroi)

Tableau .II .6. Charge permanente due aux murs extérieurs

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Mur en double paroi	10+15	2,2
Enduit en mortier de ciment	3	0,54
Enduit plâtre	2	0,2
	<u>G</u>	<u>2,94</u>

II .3.7.Garde-corps

En maçonnerie simple d'épaisseur 10cm

Tableau .II .7. Charge permanente due au garde-corps

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
maçonnerie simple paroi	10	0,9
Enduit extérieure et intérieure	4	0,72
	<u>G</u>	<u>1,62</u>

II .3.8.Acrotère

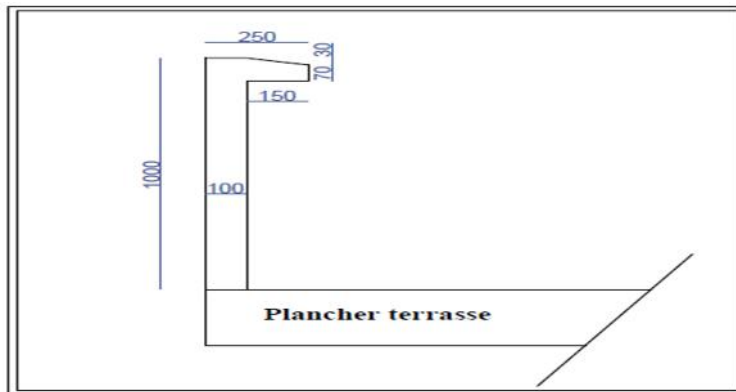


Fig. II.1.Dimensions de l'Acrotère

$S \approx 0.115\text{m}^2$: surface latérale de l'acrotère.

$\rho_{\text{béton}} = 25\text{KN/m}^3$: Poids volumique du béton

$P = 2.5\text{m}$: périmètre de la section de l'acrotère

$\rho_{\text{ciment}} = 18 \text{ KN/m}^3$: Poids volumique du ciment

- Poids propre :

$$G_1 = \rho_{\text{béton}} \times S = 0.115 \times 25 \Rightarrow G_1 = 2.875 \text{KN/ml.}$$

- Revêtement de façade (fibres-ciment) :

$$G_2 = \rho_{\text{ciment}} \times P \times e = 18 \times 2.5 \times 0.02 \Rightarrow G_2 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{acrotère}} = G_1 + G_2 = 3.775 \text{KN/m}$$

II .4. Les poteaux

Pré dimensionnement est une opération permettant de donner une dimension provisoire à l'élément à étudier et sera conforme aux règlements BAEL 91 Modifié 99 et vérifier par RPA2003.

II .4.1. Surcharges revenant au poteau

Q_B représente alors l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré en faisant application la loi de dégression dans les bâtiments à étages.

La loi de dégression $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ [5].

Tableau .II .8. Règle de dégression adoptée

<u>Niveau</u>	<u>Qi[kN/m2]</u>	<u>formule</u>	<u>Q_Cumulée [kN/m2]</u>
Sous la terrasse	$Q_0=1$	Q_0	1
Sous le niveau 7	$Q_1=2.5$	$Q_0 + Q_1$	3.5
Sous le niveau 6	$Q_2=2.5$	$Q_0 + 0, 95(Q_1 + Q_2)$	5.75
Sous le niveau 5	$Q_3=2.5$	$Q_0 + 0, 90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7.75
Sous le niveau 4	$Q_4=2.5$	$Q_0 + 0, 85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	9.5
Sous le niveau 3	$Q_5=2.5$	$Q_0 + 0, 80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	11
Sous le niveau 2	$Q_6=2.5$	$Q_0 + 0, 75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	12.25
Sous le niveau 1	$Q_7=2.5$	$Q_0 + 0, 71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	13.42
Sous la mezzanine	$Q_8=5$	$Q_0 + 0, 69(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	16.52
Sous le RDC	$Q_9=5$	$Q_0 + 0, 67(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	19.42
sous le sous sol 1	$Q_{10}=2.5$	$Q_0 + 0, 65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	20.5

I .4.2. Pré dimensionnement

Les poteaux sont calculés par une formule qui permet de les dimensionner de façon à qu'ils ne flambent pas (car les aciers longitudinaux pallient la fragilité du béton et résistent aux efforts éventuels de flexion, et les aciers transversaux empêchent le flambement des aciers longitudinaux). Dans ce cas, le poteau travaille uniquement en compression. Il n'y a pas risque d'ouverture de fissures sur les faces du poteau, ce qui ne nuit pas à sa tenue dans le temps. Le poteau est donc calculé à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Suivantes.

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III.....[6]
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

En vue d'éviter le flambement on adoptera : $\lambda = 35$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,75 = 2,625 \text{ m}$$

$$N_{ult} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots [7]$$

$$= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

Avec :

- $f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- $\gamma_s = 1,15$.
- $\gamma_b = 0,708$

$$B_r \geq 1,2 \frac{N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{100\gamma_s}}$$

On admettra la discontinuité des travées, cependant les charges évaluées sont majorées de[7] :

- 15% pour les poteaux centraux ;
- 10% pour les poteaux proches des poteaux de rive ;
- Les poteaux de rive ne subissent aucune majoration.

I .4.2.1. Poteau central

Le poteau central le plus sollicité est le poteau proche des poteaux de rive G5 donc :
 $N_u = 1,10 \times N_{ELU}$

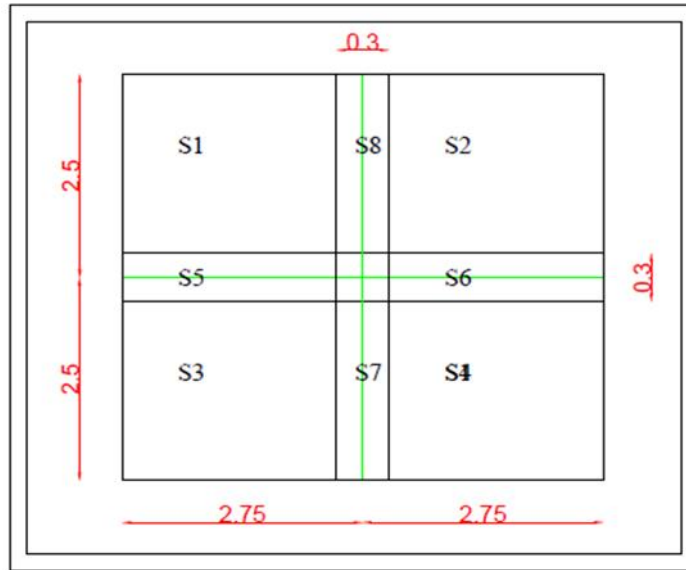


Fig. II.2. Le poteau central le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 2.35 \times 2.6 = 6.11 \text{m}^2$$

$$S_5 = S_6 = 0.3 \times 2.6 = 0.78 \text{m}^2$$

$$S_7 = S_8 = 0.3 \times 2.35 = 0.705 \text{m}^2$$

$$S_T = S_i = (6.11 \times 4) + (0.78 \times 2) + (0.705 \times 2) = 27.41 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow S_T = 27.41 \text{m}^2$$

Tableau.II.9. Calcul et choix des sections des poteaux centraux

niveau	G (KN)	Q(KN)	N_U (KN)	$1.1N_U$ (KN)	Br(mm ²)	a=b(m)	Section adoptée[cm ²]
7 ^{ème}	214.88	1	291.58	320.73	20.52	0.16	40×40
6 ^{ème}	407.29	3.5	555.09	610.59	39.00	0.21	40×40
5 ^{ème}	599.69	5.75	818.20	900.02	57.60	0.26	40×40
4 ^{ème}	792.10	7.75	1080.96	1189.05	76.09	0.29	40×40
3 ^{ème}	984.50	9.5	1343.47	1477.8	94.57	0.32	45×45
2 ^{ème}	1176.91	11	1605.33	1765.86	113.01	0.35	45×45
1 ^{er}	1369.32	12.25	1866.95	2053.64	131.43	0.38	45×45
mezzanine	1562.49	13.42	2129.49	2342.43	149.91	0.40	45×45
RDC	1756.00	16.52	2395.38	2634.91	168.63	0.43	50×50
SS1	1947.30	19.42	2657.99	2923.78	187.12	0.45	50×50
SS2	2138.91	20.5	2917.87	3209.65	205.41	0.47	50×50

Exemples de calcul :

Poids revenant au poteau du niveau7

- Poids du plancher terrasse inaccessible..... $G_{\text{terrasse}} \times S = 6.42 \times 27.41 = 175.97 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale (0.3× 0.45 × 25)..... $G \times L = 3.375 \times 5.2 = 17.55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire (0.3× 0.40 × 25)..... $G \times L = 3.00 \times 4.7 = 14.1 \text{ kN}$
- Poids du poteau (0.3× 0.3 × 25)..... $G \times h = 2.25 \times 3.23 = 7.267 \text{ kN}$

$G_7 = 214.88 \text{ KN}$

$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 214.88) + (1.5 \times 1) = 291.58 \text{ KN}$

$1.1N_U = 320.738 \text{ KN}$

$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064N_U = 0.064 \times 320.738 = 20.52 \text{ mm}$

$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{20.52 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.163 \text{ m}$

Poids revenant au poteau du niveau1

- Poids revenant au poteau du niveau3..... $G_2 = 1176.918 \text{ KN}$
- Poids du plancher étage courant..... $G \times S = 5.6 \times 27.41 = 153.49 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale (0.3× 0.45 × 25)..... $G \times L = 3.375 \times 5.2 = 17.55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire (0.3× 0.40 × 25)..... $G \times L = 3.00 \times 4.7 = 14.1 \text{ kN}$
- Poids du poteau(0.3× 0.3 × 25)..... $G \times h = 2.25 \times 3.23 = 7.267 \text{ kN}$

$G_1 = 1369.32 \text{ KN}$
--

$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1369.32) + (1.5 \times 12.25) = 1866.95 \text{ KN}$

$1.1N_U = 2053.64 \text{ KN}$

$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064N_U = 0.064 \times 2053.64 = 131.43 \text{ mm}$

$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{131.43 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.38 \text{ m}$

Poids revenant au poteau du niveau SS2

- Poids revenant au poteau du niveau SS1..... $G_{SS1} = 1947.3 \text{ KN}$
- Poids du plancher sous sol $G \times S = 5.56 \times 27.41 = 152.399 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale (0.3× 0.45 × 25)..... $G \times L = 3.375 \times 5.2 = 17.55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire (0.3× 0.40 × 25)..... $G \times L = 3.00 \times 4.7 = 14.1 \text{ kN}$
- Poids du poteau(0.3× 0.3 × 25)..... $G \times h = 2.25 \times 3.23 = 7.267 \text{ kN}$

$G_{SS2} = 2138.61 \text{ KN}$
--

$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 2138.61) + (1.5 \times 20.5) = 2917.87 \text{ KN}$

$1.1N_U = 3209.65 \text{ KN}$

$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064N_U = 0.064 \times 3209.65 = 205.41 \text{ mm}$

$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{205.41 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.47 \text{ m}$

I.4.2.2. Poteau de rive

L'effort normal sollicitant le poteau de rive (le plus sollicité H5) ne subit aucune majoration :

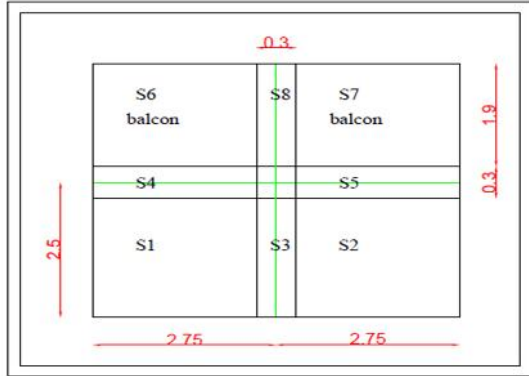


Fig. II.3. Le poteau de rive le plus sollicité (niveau SS1,SS2, RDC ,mezzanine, 1^{ère} ...5^{ème})

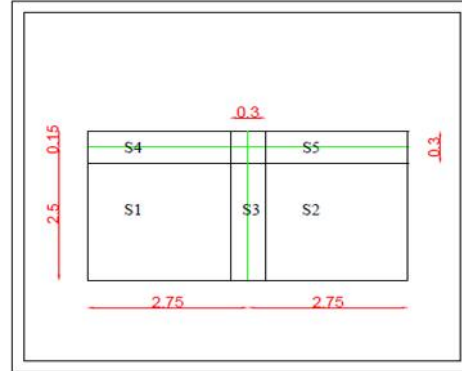


Fig. II.4. Le poteau de rive le plus sollicité (niveau 6^{ème}et 7^{ème})

Surface du plancher revenant au poteau (niveau SS1,SS2, RDC ,mezzanine, 1^{ère} ...5^{ème})

$$S_1 = S_2 = 2.35 \times 2.6 = 6.11 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.3 \times 2.35 = 0.705 \text{ m}^2$$

$$S_4 = S_5 = 0.3 \times 2.6 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$S_6 = S_7 = 2.6 \times 1.9 = 4.94 \text{ m}^2$$

$$S_8 = 0.3 \times 1.9 = 0.57 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_i = (6.11 \times 4) + (0.78 \times 2) + 0.705 + (2 \times 4.94) + 0.57 = 24.935 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_T = 24.935 \text{ m}^2$$

Surface du plancher revenant au poteau (Niveau 6^{ème} et 7^{ème})

$$S_1 = S_2 = 2.35 \times 2.6 = 6.11 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.3 \times 2.35 = 0.705 \text{ m}^2$$

$$S_4 = S_5 = 0.3 \times 2.6 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_i = (6.11 \times 2) + (0.78 \times 2) + 0.705 = 14.485 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_T = 14.485 \text{ m}^2$$

Surface du balcon

$$S_B = S_6 + S_7 = 4.94 + 4.94$$

Tableau .II .10. Calcul et choix des sections des poteaux de rives

niveau	G (KN)	Q(KN)	N _U (KN)	Br(mm ²)	a=b(m)	Section adoptée[cm ²]
7 ^{ème}	151.53	1	206.06	13.188	0.13	40×40
6 ^{ème}	314.059	3.5	429.22	27.47	0.18	40×40
5 ^{ème}	549.715	5.75	750.74	48.04	0.23	40×40
4 ^{ème}	785.371	7.75	1071.87	68.60	0.28	40×40
3 ^{ème}	1021.02	9.5	1392.63	89.12	0.31	45×45
2 ^{ème}	1256.68	11	1713.02	109.63	0.35	45×45
1 ^{er}	1492.33	12.25	2033.02	130.11	0.38	45×45
mezzanine	1733.95	13.42	2360.96	151.1	0.40	45×45
RDC	1978.55	16.52	22695.82	172.53	0.43	50×50
SS1	2140.5	19.42	2918.805	186.80	0.45	50×50
SS2	2302.45	20.5	3139.05	200.89	0.46	50×50

Exemples de calcul :

Poids revenant au poteau du niveau7

- Poids du plancher terrasse inaccessible.....G_{terrasse}×S=6.42×14.485=92.993kN
- Poids de la poutre principale (0.3× 0.45 × 25).....G× L=3.375×5.2=17.55kN
- Poids de la poutre secondaire (0.3× 0.40 × 25).....G× L=3.00×4.7=14.1kN
- Poids du poteau (0.3× 0.3 × 25).....G× h=2.25×3.23=7.267kN
- Poids de l'acrotère.....G×L=3.775×5.2=19.63kN

G₇ =1492.33KN

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 151.533) + (1.5 \times 1) = 206.069 \text{KN}$$

$$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064 N_U = 0.064 \times 206.069 = 13.188 \text{mm}$$

$$a=b=\sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{13.188 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.13 \text{m}$$

Poids revenant au poteau du niveau1

- Poids revenant au poteau du niveau1.....G₂ =1256.68kN
- Poids du plancher étage courant.....G xS=5.6×14.485=81.116kN
- Poids de la poutre principale (0.3× 0.45 × 25).....G× L=3.375×5.2=17.55kN
- Poids de la poutre secondaire (0.3× 0.40 × 25).....G× L=3.00×4.7=14.1kN
- Poids du poteau(0.3× 0.3 × 25).....G× h=2.25×3.23=7.267kN
- Poids du mur extérieure.....G_{mur}×h_{mur}×L_{pp}=2.94×2.78×5.2=42.50kN
- Poids du balcon +Gard corps.....G_B×S_B +G_g×L_{pp} = 6.56×9.88+1.6×5.2=73.13kN

G₁ =1230.27KN

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1230.27) + (1.5 \times 12.25) = 2033.02 \text{ KN}$$

$$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064 N_U = 0.064 \times 2033.02 = 130.11 \text{ mm}$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{130.11 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

Poids revenant au poteau du niveau SS2

- Poids revenant au poteau du niveau SS1..... $G_{SS1} = 2140.5 \text{ KN}$
- Poids du plancher sous sol $G \times S = 5.56 \times 14.485 = 80.536 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale (0.3 × 0.45 × 25)..... $G \times L = 3.375 \times 5.2 = 17.55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire (0.3 × 0.40 × 25)..... $G \times L = 3.00 \times 4.7 = 14.1 \text{ kN}$
- Poids du poteau (0.3 × 0.3 × 25)..... $G \times h = 2.25 \times 3.23 = 7.267 \text{ kN}$
- Poids du mur extérieure..... $G \times h_{ss} \times L_{pp} = 2.94 \times 2.78 \times 5.2 = 42.5 \text{ KN}$

$G_{SS2} = 2302.45 \text{ KN}$

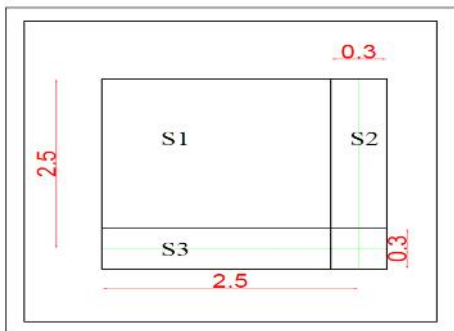
$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 2302.45) + (1.5 \times 20.5) = 3139.05 \text{ KN}$$

$$B_r = 1.2 \frac{N_U}{\frac{14.16}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15}} = 0.064 N_U = 0.064 \times 3139.05 = 200.89 \text{ mm}$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 0.02 \text{ (m)} = \sqrt{200.89 \times 10^{-3}} + 0.02 = 0.46 \text{ m.}$$

I .4.2.3. Poteau d'angle

L'effort normal sollicitant le poteau d'angle (le plus sollicité H1) ne subit aucune majoration .



Surface du plancher revenant au poteau d'angle

$$S_1 = 2.35 \times 2.35 = 5.52 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = 0.3 \times 2.35 = 0.705 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_i = 6.93 \text{ m}^2$$

Fig. II.5. Le poteau d'angle le plus sollicité

Tableau .II .11. Calcul et choix des sections des poteaux d'angles

niveau	G (KN)	Q(KN)	N _u (KN)	Br(mm ²)	a=b(m)	Section adoptée [cm ²]
7 ^{ème}	99.46	1	137.271	8.758	0.113	30×30
6 ^{ème}	177.531	3.5	244.9	15.67	0.145	30×30
5 ^{ème}	255.602	5.75	353.68	22.63	0.17	30×30
4 ^{ème}	33.672	7.75	462.08	29.57	0.191	30×30
3 ^{ème}	411.742	9.5	570.25	36.49	0.211	30×30
2 ^{ème}	489.81	11	677.82	43.38	0.228	30×30
1 ^{er}	567.88	12.25	785.013	50.24	0.24	30×30
mezzanine	646.97	13.42	893.54	57.18	0.259	30×30
RDC	726.571	16.52	1005.65	64.36	0.27	30×30
SS1	804.36	19.42	1115.02	71.36	0.28	30×30
SS2	882.127	20.5	1221.62	78.18	0.29	30×30

I .4.3. Vérifications[6]

I .4.3.1. Vérification au RPA

- Min(b, h) ≥ 30cm

sections	Min(b, h)	observations
50×50	50	>30cm vérifié
45×45	45	>30cm vérifié
40×40	40	>30cm vérifié
30×30	30	≥30cm vérifié

- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e =hauteur de l'étage

Min(b, h)	he(m)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	observations
50	RDC=3.74	18.70	vérifié
45	Mezzanine=3.57	17.85	vérifié
40	Les étage =3.23	16.15	vérifié
30	Les sous sols=3.23	16.15	vérifié

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

- $\frac{b}{h} = 1$ pour tout les sections car h=bvérifié

II .5. Les voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \leq 4a$ d'après[6].

- L : portée du voile ;
- e : épaisseur du voile.

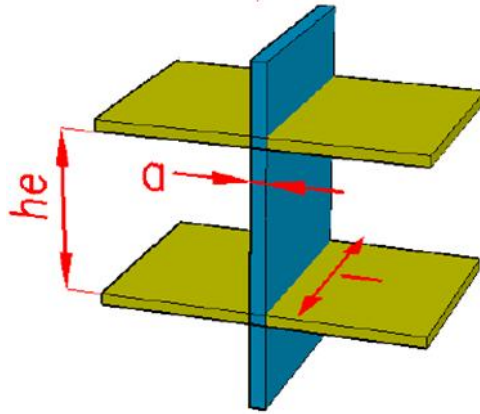


Fig. II.6.Coupe de voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Soit: $e \geq \max \{e_{\min}; h_e/25; h_e/22; h_e/20\}$

Pour le RDC: $h_e = 3.29\text{m}$

- $\frac{3.29}{25} = 0.13\text{m}$

- $\frac{3.29}{22} = 0.14\text{m}$ $e \geq 16 \text{ cm} \Rightarrow e = 16\text{cm}$

- $\frac{3.29}{20} = 0.16\text{m}$

Pour la mezzanine: $h_e = 3.12\text{m}$

- $\frac{3.12}{25} = 0.124\text{m}$

- $\frac{3.12}{22} = 0.141\text{m}$ $e \geq 15.6\text{cm} \Rightarrow e = 16\text{cm}$

- $\frac{3.12}{20} = 0.156\text{m}$

Pour les étages courants et les 2 sous sols: $h_e = 2.78\text{m}$

- $\frac{2.78}{25} = 0.111\text{m}$

- $\frac{2.78}{22} = 0.126\text{m}$ $e \geq 13.9\text{cm} \Rightarrow e = 16\text{cm}$

- $\frac{2.78}{20} = 0.139\text{m}$

- Choix : Donc on adopte une épaisseur de **18cm** pour tous les voiles.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

CHAPITRE III- DIMENSIONNEMENT ET FERRAILAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III .1.Acrotère

L'acrotère est une saillie verticale d'une façade, au-dessus du niveau d'une toiture terrasse, ou d'une toiture à faible pente pour masquer la couverture.

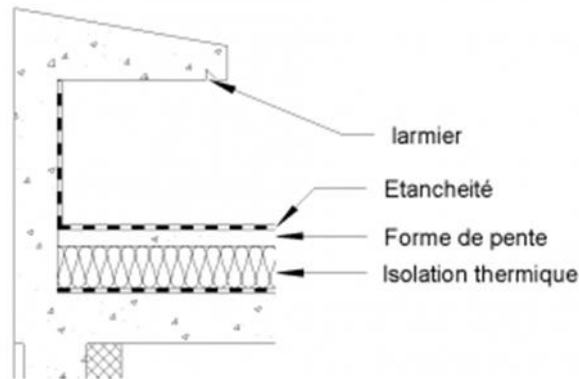
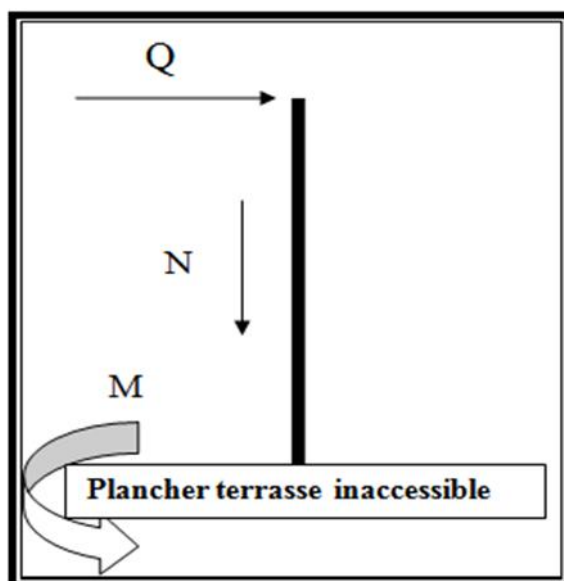


Fig. III.1. Acrotère

III .1.1.Sollicitations de calcul

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse et calculée en flexion composée sous l'effet d'un effort normal et un moment fléchissant. La fissuration est considérée comme préjudiciable car elle est exposée aux intempéries.



$$S=0.155\text{m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}}=3.775\text{KN/ml}$$

$Q=1\text{KN/ml}$ (surcharge horizontale due à une main courante.)

Fig. III.2. Schéma d'application des forces

Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots [6]$$

A : coefficient d'accélération de zone (0.3 pour Groupe : 1B ; Zone III)

C_p : Facteur de force horizontale (0.8 pour les éléments en console)

W_p : Poids de l'acrotère(G).

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 3.775 = 3.624 \text{ kN/ml}$$

$$F = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml} \\ F = 3.624 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Donc } F = F_p = 3.624 \text{ kN/ml}$$

ELU

Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1,35 \times 3.775 = 5.09 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement : $M_u = F \times h = 3.624 \times 1 = 3.624 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_u = F = 3.624 \text{ kN.}$

ELS

Effort normal : $N_{ser} = W_p = 3.775 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement : $M_{ser} = F \times h = 3.624 \times 1 = 3.624 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_{ser} = F = 3.624 \text{ kN.}$

III .1.2.Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de 100×10 cm².

Données :

b = 100 cm, h = 10cm, c = c' = 2.5cm et d = 7.5cm

f_{c28} = 25 MPa, f_{tj} = 2, 1 MPa

f_e = 400 MPa , σ_b = 14,16 MPa , σ_s = 348MPa

Calcul de l'excentricité e

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.624}{5.09} = 0.71 \text{ m}$$

$$\xi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{5.09 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,16} = 3.59 \times 10^{-3} < 0,81$$

ξ = f(ψ₁) ⇒ D'après le tableau de l'excentricité critique relative, on trouve :

$$\xi = 0,1665.$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1665 \times 10 = 1,665 \text{ cm.}$$

$e_{nc} < e_0 \Rightarrow$ section partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint.
Donc le ferrailage sera en flexion simple avec $M_{AS} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2})$.

$$M_{AS} = 3.624 \times 10^6 + 5.09 \times 10^3(75 - 50) = \mathbf{3.75 \text{ KN.m}}$$

Armatures verticales

Le ferrailage est calculer par le logiciel Juba : $A'_s = 0$; $A_s = 1.47 \text{ cm}^2$.

$$A_{s\text{réel}} = A_s - \frac{N_s}{\sigma_s} = 1.47 \times 10^2 - \frac{5.09 \times 10^3}{348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{b \cdot h}{1000} = \frac{1000 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 \\ \text{CNF } A_s = 1.30 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad A_{s\text{min}} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad [7]$$

. Choix : $A_1 = A_2 = 1.32 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures verticales :

$$A_v = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.352 \text{ cm}^2 \quad [7]$$

. Choix : $A_r = 0.352 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures de répartitions :

$$A_v = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

III .1.3.vérifications

Vérification à ELS / cas SPC

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc}^{max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et que $\sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : Contrainte limite de compression du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Contraint limite de traction de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A_1(y_1 - c_1) - 15 \cdot A_2(d - y_1)}$$

Calcul de l'excentricité e :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{3.624}{3.775} = 0.96 \text{ m} \quad \text{et} \quad C = e - \frac{h}{2} = 96 - \frac{10}{2} = 91 \text{ cm}$$

Calcul de Y1 :

$$Y_c^3 + p \cdot Y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90A_1}{b}(c + c_1) + \frac{90A_2}{b}(c + d)$$

$$p = -3 \times 91^2 + \frac{90 \times 1.41}{100}(91 + 2.5) + \frac{90 \times 1.41}{100}(91 + 7.5) = -24599.352 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - \frac{90A_1}{b}(c + c_1)^2 - \frac{90A_2}{b}(c + d)^2$$

$$q = 2 \times 91^3 - \frac{90 \times 1.41}{100}(91 + 2.5)^2 - \frac{90 \times 1.41}{100}(91 + 7.5)^2 = 1.483 \times 10^6 \text{ cm}^2$$

$$= q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3$$

$$= (1.483 \times 10^6)^2 + 4\left(\frac{-24599.352}{3}\right)^3 = -6 \times 10^9 \text{ cm}^6$$

$$< 0 \quad = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left[\frac{1.483 \times 10^6}{2} \left(\frac{24599.352}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0.052 \text{ rad}$$

$$y_c \approx -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$y_c \approx -2 \sqrt{\frac{24599.352}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{0.052}{3} \right] = 93.25 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_c - C$$

$$Y_1 = 93.25 - 91 = 2.25 \text{ cm}$$

AN :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{3.775 \times 10^3 \times 22.5}{\frac{1000 \times 22.5^2}{2} + 15 \times 141(22.5 - 25) - 15 \times 141(75 - 22.5)}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$s_1 = 15 \cdot \sigma_{bc}^{\max} \cdot \frac{y_1 - y_1}{y_1} = 15 \times 0.62 \frac{22.5 - 25}{22.5} = -1.033 \text{ MPa}$$

$$s_1 = -1.033 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$s_2 = 15 \cdot \sigma_{bc}^{\max} \cdot \frac{d - y_1}{y_1} = 15 \times 0.62 \frac{75 - 22.5}{22.5} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$s_2 = 21.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton : [7]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \approx \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.624 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.0483 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

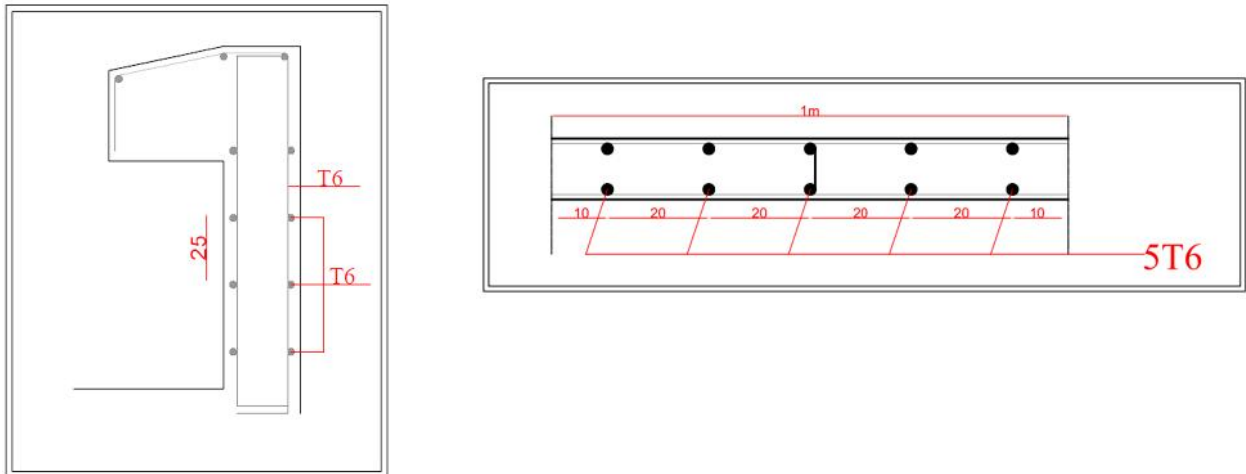


Fig. III.3. Ferrailage de l'acrotère.

III .2.Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "**hourdis**" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

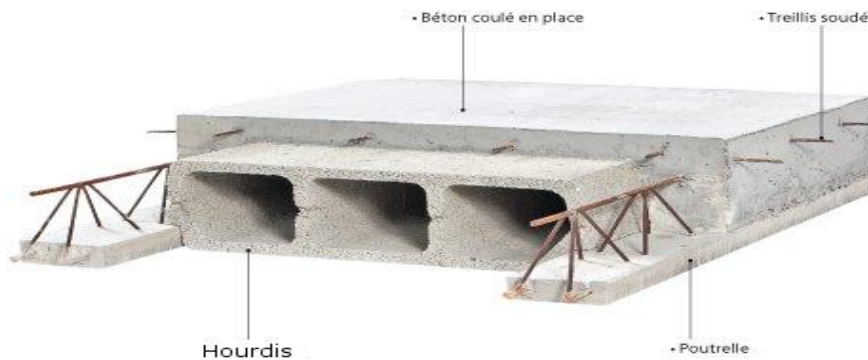


Fig. III.4.coupe d'un plancher à corps creux

III .2.1.Calcul des poutrelles

Les planchers à corps creux dans notre ouvrage est de **(20+4) cm**, le calcul sera effectué sur la poutrelle la plus sollicité (qui a la plus grande portée) (Fig. III.5).

$$b_1 \quad \min (L/2 ; L/10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

L_{max} : longueur de la plus grande travée. ($L_{max} = 520$ cm)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

L_{max} : longueur de la plus grande travée. ($L_{max} = 520$ cm)

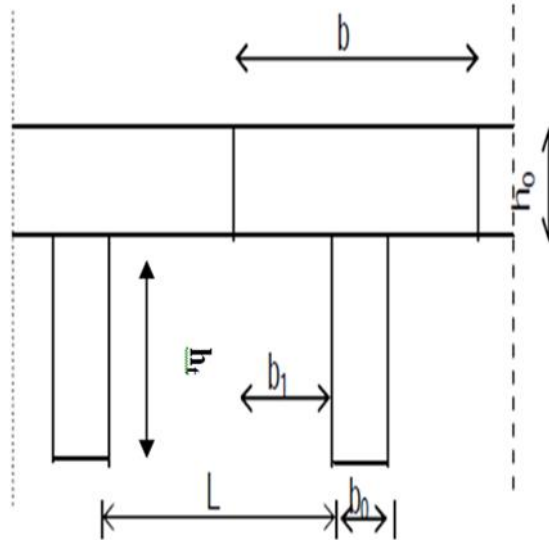


Fig. III.5 Détail de la poutrelle.

h_t : la hauteur totale des poutrelles $h_t=24$ cm.

b_1 min (26,5 ; 52 ; 32) cm

$b_1 = 26,5$ cm

$b = 2.b_1 + b_0 = 65$ cm

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.
- 2^{èmes} étape : après le coulage de la dalle de compression.

III .2.1.1. -1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux (Fig. III.6).

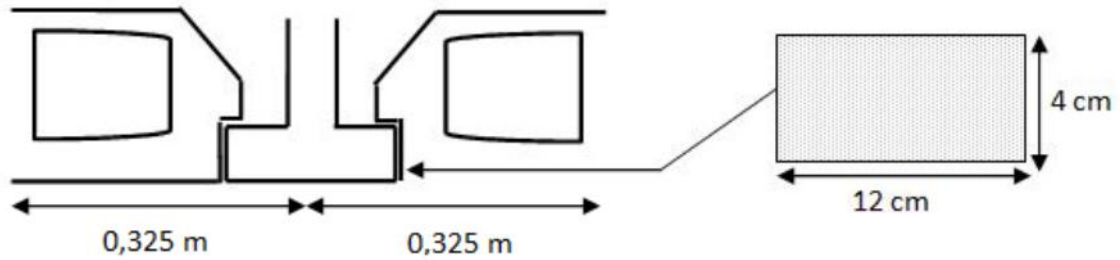


Fig. III.6. Disposition de la poutrelle.

Chargements

La surcharge d'exploitation[7] :

$$Q = \text{Max} \{1 \text{ KN (appliquée au milieu de la poutrelle) ; } 0,5\text{KN/ml} \cdot L_{\text{max}}\}$$

$$= \text{Max}\{1\text{KN}; (5.2 \times 0.5)\} = 2.6\text{KN} \quad \text{D'où : } \mathbf{Q = 2,6KN.}$$

Les charges permanentes [5]:

G (plancher nervurer.....sens table de compression (e=20) est entre 2.6 et 2.8KN/m².

Sollicitations de calcul

Moment fléchissant :

$$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.755 \times 5.2^2}{8} = 5.9\text{KN.m}$$

$$M_Q = \frac{QL}{4} = \frac{2.6 \times 5.2}{4} = 3.38\text{KN.m}$$

$$\text{ELU : } 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 13.035\text{KN.m}$$

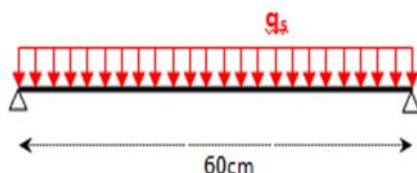
Calcul du ferrailage

$$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} = \frac{13.035 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.16} = 5.9 > \mu_R = 0.392$$

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étaieiment pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Espacement des étaieiments

On suppose que pour chaque 60cm on pose un étaieiment, et on vérifie la flèche :



$$q_{\text{ser}} = G + Q = 1.755 + 2.6 = 4.355\text{KN/ml}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{120 \times 40^3}{12} = 640000\text{mm}^4$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1.2\text{mm} \dots \dots \dots [7]$$

$$f = \frac{5q_{ser}L^4}{384IE} \quad \text{avec} \quad E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \quad E = 10818.86\text{N/mm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 4.355 \times 600^4}{384 \times 640000 \times 10818.86} = 1.06\text{mm} < f = 1.2\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Choix : Donc on prévoit des étais espacés de 60cm.

III .2.1.2.-2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière (voir Fig. III.7.), elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

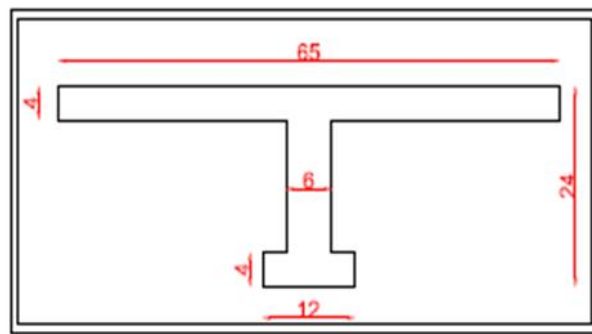


Fig. III.7. Section de calcul des poutrelles après coulage

Tableau .III .1Actions de calcul des poutrelles après coulage.

<u>Niveau</u>	<u>G(KN/ml)</u>	<u>Q(KN/ml)</u>	<u>P_{ELU}(KN/ml)</u>	<u>P_{ELS}(KN/ml)</u>
Terrasse	4.173	0.65	6.6	4.823
Etages courants	3.64	1.62	7.344	5.26
RDC+mezzanine	3.64	3.25	9.789	6.89

On a deux types de poutrelles continues dans ce projet :

- à 6travées ;
- à 2 travées ;

Pour avoir un seul type de poutrelle on va calculer la poutrelle la plus défavorable (celle de RDC+mezzanine).

$P_{ELU} = 9.789\text{KN/ml}$.

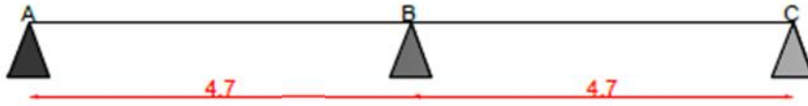
$P_{ELS} = 6.89\text{KN/ml}$.

Sollicitations de calcul

Calcul des moments

Le calcul des moments sera fait par la méthode forfaitaire[1], en vérifiant d'abord les conditions d'application de cette méthode :

a. Poutrelles à (02) travées :



H1 : $Q_B \max\{2G; 5KN/m^2\} = 7.28$

$Q_B = 3.25KN/ml < 7.28KN/ml$ vérifiée

H2: Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

H3: $0.8 < \frac{L1}{L2} < 1.25$ $0.8 < \frac{4.7}{4.7} = 1 < 1.25$ vérifiée

H4: La fissuration est peu nuisible.

Donc cette méthode est applicable

Les résultats

Tableau .III .2.moments en appuis pour Poutrelles à (02) travées

	M(A) KN.m	M(B) KN.m	M(C) KN.m
ELU	0	16.218	0
ELS	0	11.410	0

Tableau .III .3.moments en travée pour Poutrelles à (02) travées

	M travée(AB) KN.m	M travée(BC) KN.m
ELU	22.7	22.7
ELS	15.98	15.98

b. poutrelles à (06) travées :



H1 : $Q_B \max\{2G; 5KN/m^2\} = 7.28$

$Q_B = 3.25KN/ml < 7.28KN/ml$ vérifiée

H2: Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

H3: $0.8 < \frac{L1}{L2} < 1.25$ $0.8 < \frac{4.7}{4.7} = 1 < 1.25$ vérifiée

$0.8 < \frac{L2}{L3} < 1.25$ $0.8 < \frac{4.7}{5.2} = 0.90 < 1.25$ vérifiée

$$0.8 < \frac{L3}{L4} < 1.25 \quad 0.8 < \frac{5.2}{5.2} = 1 < 1.25 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L4}{L5} < 1.25 \quad 0.8 < \frac{5.2}{4.7} = 1.1 < 1.25 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

H4: La fissuration est peu nuisible.

Donc cette méthode est applicable

Les résultats

Tableau .III .4.moments en appuis pour Poutrelles à (06) travées

	M(A) KN.m	M(B) KN.m	M(C) KN.m	M(D) KN.m	M(E) KN.m	M(F) KN.m	M(G) KN.m
ELU	0	13.515	13.23	13.23	13.23	13.515	0
ELS	0	9.51	9.315	9.3	9.3	9.51	0

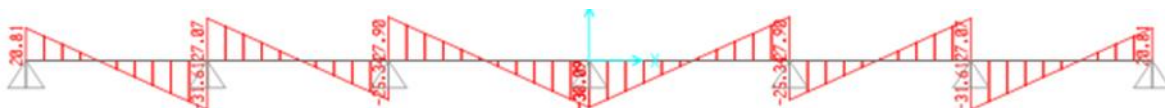
Tableau .III .5.moments en travée pour Poutrelles à (06) travées

	M(AB) KN.m	M(BC) KN.m	M(CD) KN.m	M(DE) KN.m	M(EF) KN.m	M(FG) KN.m
ELU	24.05	17.44	24.48	24.48	17.44	24.05
ELS	16.93	12.276	17.23	17.23	12.283	16.93

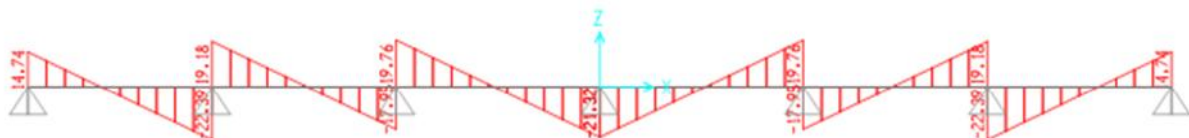
Calcul de L'efforts tranchants :

Les efforts tranchants seront calculés par le logiciel Sap2000.

Diagrammes des efforts tranchant à ELU :



Diagrammes des efforts tranchant à ELS :



Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible, en flexion simple.

En prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Les sections d'armatures seront déterminées à l'aide d'un logiciel de calcul des poutres **Juba**.

Tableau .III .6.Ferrailages des poutrelles

Type de poutrelle	Section	Mu (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	Armatures Sup	As (cm ²)	Armatures Inf	A's (cm ²)
Poutrelles à 2 travées	appuis	16.218	2.16	0	T12	2.26	/	0
	travée	22.7	3.79	0	/	0	2T12+T10	4.18
Poutrelles à 6 travées	appuis	13.515	1.79	0	T12+ HA10	1.92	/	0
	travée	24.48	0.23	4.08	T10	0.79	2T14+T12	4.21

Armatures transversales[7] :

$$t = \min\left(\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 1.4\right) = 0.68 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadrage de 6.

Espacement des armatures[7] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple avec $\alpha = 90^\circ$ (armatures d'âme droites), la relation s'écrit :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} \quad \text{et} \quad S_t \leq \frac{0.9f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj})} = \frac{0.9A_t \sigma_s}{b_0 (\tau_u - 0.63)}$$

AN

$$V = T_u = 30.09 \text{ KN} \quad ; d = 0.9h = 21.6 \text{ cm} \quad ; A_s(2) = 0.57 \text{ cm}^2 \quad ; s = 348 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{T_u}{bd} = \frac{3009}{120 \times 216} = 1.16 \text{ N}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 57 \times 348}{120 \times (1.16 - 0.63)} = 280.69 \text{ mm} = 28.7 \text{ cm}$$

-Choix : On prend un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Condition de non fragilité[11] :

En travée : $A_{min} = 0.17 < A_s(t) = 0.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifié

En appuis : $A_{min} = 0.41 < A_s(app) = 0.1.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifié

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton[7] :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{r}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{30.09 \times 10^3}{120 \times 216} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

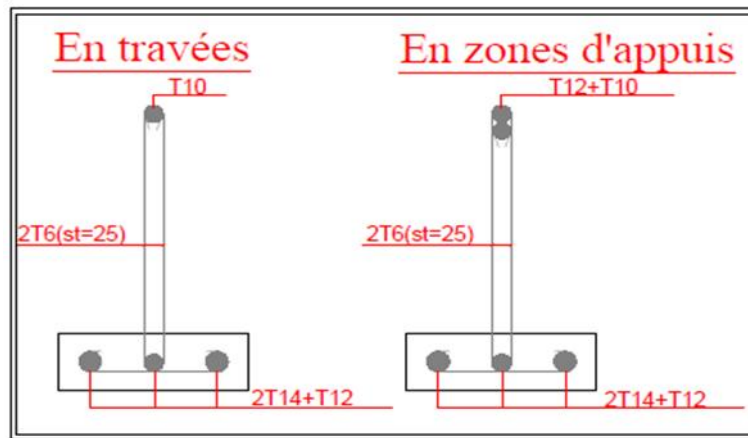


Fig. III.8.ferrailage des poutrelles en travées et en appuis.

III .2.2. Calcul de la table de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm armée en quadrillage (treilles soudée) et est coulée sur place.

Le ferrailage doit se faire suivant les deux sens afin d'éviter la fissuration du béton. L'espacement des aciers HA ne doit pas dépasser les valeurs suivantes[7] :

- 20 cm (5barre.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (4barre.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Calcul des armatures[7]

La section A (en cm²/ml) des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :

- Si $50 \leq L \leq 80$, alors $A = \frac{4L}{f_e}$; avec (L en cm et f_e en MPa)

Avec :

- L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)
- $f_e = 400$ MPa pour les treillis soudés de $\phi 6$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix : On adopte : 5T6 = 1.41cm² avec St = 20cm.

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A / 2 = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

- Choix : On adopte un treille soudé $\phi 6$ de nuance Fe400 ; dont les dimensions des mailles sont égales à 20cm suivent les 2 sens.

III .3.Calcul des dalles.

Une dalle est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

- soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés ;
- soit ponctuellement sur poteaux.

Une dalle principalement soumise à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie:

- elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles,
- elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.

III .3.1.Plancher en dalle pleine

Dans notre projet on a des planchers dalles pleines au niveau des deux sous sols et les halls, d'une épaisseur $e=16\text{cm}$, reposant sur 4 appuis.

La fissuration est considérée comme peu nuisible (non préjudiciable), donc le calcul se fera uniquement à l'ELU.

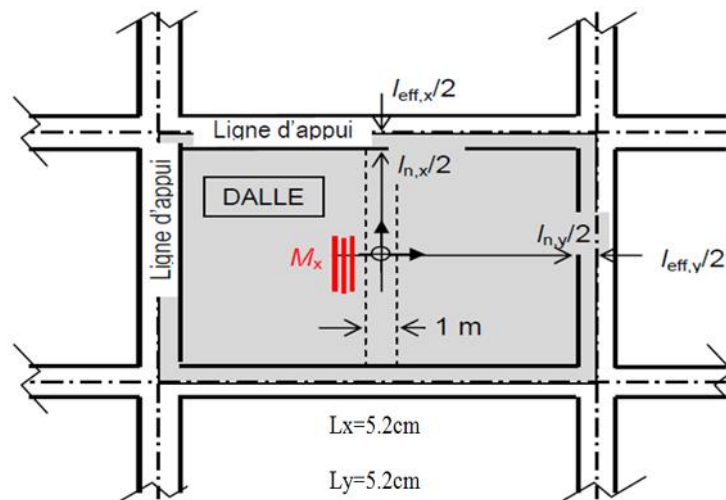


Fig. III.9 Portées des dalles

Evaluation des charges

Tableau .III .7.Actions et sollicitations agissant sur les dalles pleines

élément	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _{ELU} (KN/m ²)	P _{ELS} (KN/m ²)
Sous sol	5.56	2.5	11.256	8.06

Calcul des moments[3]

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.2}{5.2} = 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \sim_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \sim_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\dots = \frac{L_x}{L_y}$ et de \dots .

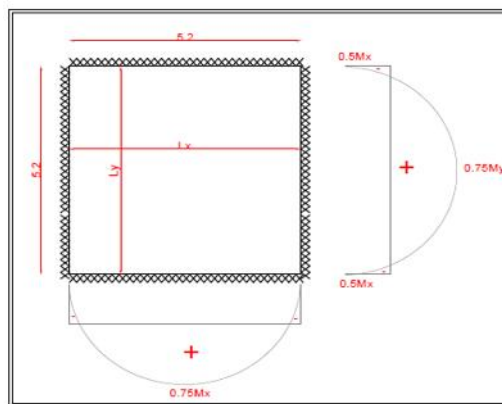
: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{\mu}_x = 0,0368 \\ \tilde{\mu}_y = 1 \end{cases}$$

AN

$$M_x = 0.0368 \times 11.256 \times 5.2^2 = 11.2 \text{KN.m}$$

$$M_y = 11.2 \text{KN.m}$$



Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75M_x = 8.4 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ty} = 0.75M_y = 8.4 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{x \text{ app inter}} = M_{y \text{ app inter}} = -0.5M_x = -5.6 \text{KN.m}$$

Ferrailage de la dalle

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,16m de hauteur calculer en flexion simple avec une fissuration non préjudiciable. Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau .III .8. Calcul du ferrailage des planchers dalles pleines

Section Dangereuse	Moment [kN.m]		As,sup [cm²]	As,inf [cm²]	choix	As,réel [cm²]
	ELU	ELS				
Travée	8.4	7.2	1.75	0	4T8	2.01
Appui	-5.6	-4.8	0	1.16	4T8	2.01

NB : Les 2 directions (X et Y) ont le même ferrailage, car M_x et M_y sont égaux.

Condition de non fragilité[7]

$$\begin{aligned} (A_s^{min})_x &= \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h \\ (A_s^{min})_y &= \rho_0 b \cdot h \end{aligned} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour FeE400MPa} \\ \rho = 1 \end{array} \right.$$

Travée

$$(A_s^{min})_x = 8 \times 10^{-4} \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 16 = 1.28 \text{cm}^2 < A_s = 2.01 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$(A_s^{min})_y = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 16 = 1.28 \text{cm}^2 < A_s = 2.01 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Appuis

Même qu'en travées car ils ont les mêmes As.

Espacement[7]

$$\begin{array}{l} \text{Travée} \quad \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \\ \text{Appuis} : \text{ même qu'en travée.} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x esp} < \text{Min} (3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens y-y esp} < \text{Min} (4h, 40 \text{cm}) = 40 \text{cm} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton7

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa} \\ T_x = T_y &= \frac{q_0 \times L_x}{3} = \frac{11.256 \times 5.2}{3} = 19.51 \text{KN} \\ \tau_u &= \frac{19.51 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.121 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

Vérification des dispositions des armatures constructive[7]

$$\frac{\text{armatures suivent } L_y}{\text{armatures suivent } L_x} = 1 > \frac{1}{4} \text{ pour une charge répartie} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

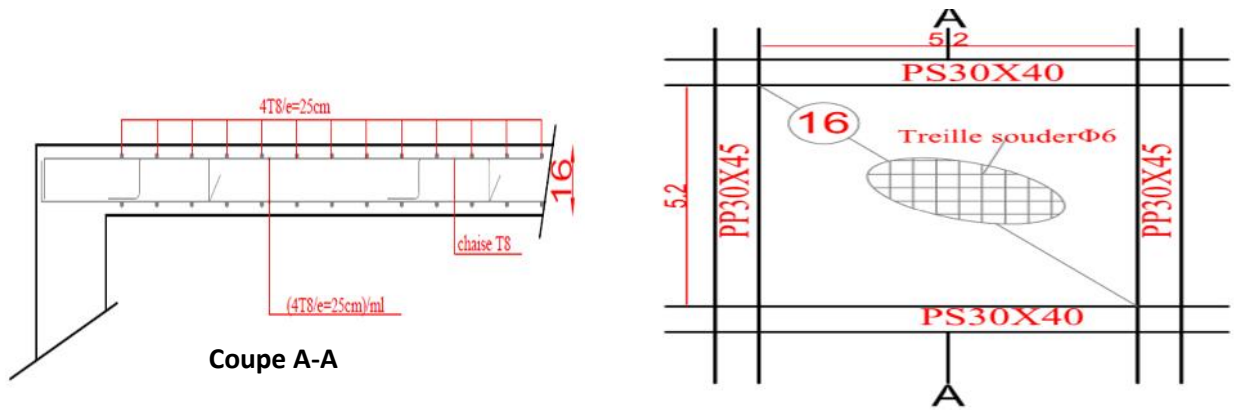


Fig. III.10. Ferrailage de la Dalle Pleine

III .3.2. Dalles des balcons

Pour le calcul du balcon, on considère une dalle encastree dans les poutres, elle se calcule comme une console.

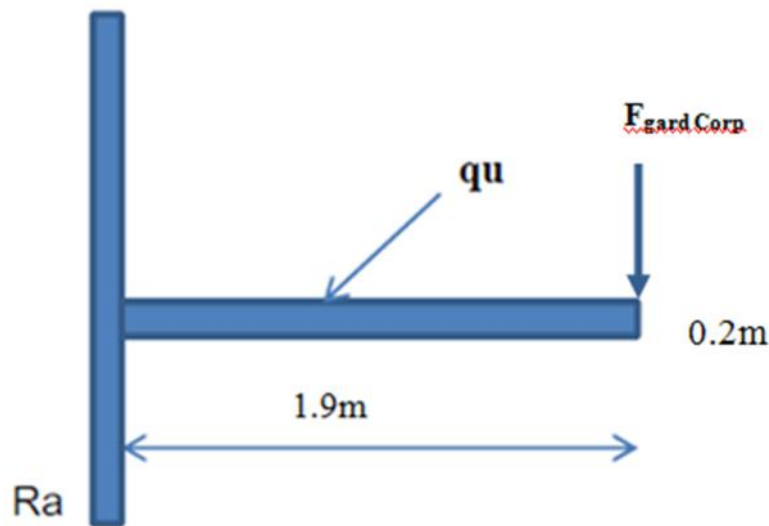


Fig. III.11. Schéma de calcul du balcon

Evaluation des charges

$$G = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{\text{gard Corp}} = G_{\text{gard Corp}} \times h \times L = 1.6 \times 1 \times 5.2 = 8.32 \text{ KN}$$

Tableau .III .9. Combinaison des charges du balcon

Charge	$P_{\text{ELU}}(\text{KN/m}^2)$	$P_{\text{ELS}}(\text{KN/m}^2)$
Répartie	14.06	10.06
concentrée	11.232	8.32

Calcul des moments et les efforts tranchants

Moment fléchissant: $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

Effort tranchant: $T(x) = (qx + F)$

Tableau .III .10.Actions et sollicitations agissant sur les balcons

	ELU	ELS
Moment max à l'encastrement [KN.m]	46.71	33.96
Effort tranchant max à l'encastrement [KN]	38.033	27.434

Ferrailage de la dalle de balcon

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,2m de hauteur calculée en flexion simple la fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau .III .11.Calcul du ferrailage des balcons

Mu[KN.m]	As[cm²]	As[cm²]	As cnf[cm²]	choix	As réel [cm²]	Esp[cm]
46.71	7.88	0	2.16	8T12	9.05	15

Armatures de répartition[7]

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \quad \frac{9.05}{4} \leq Ar \leq \frac{9.05}{2} = 2.26 \leq Ar \leq 4.52$$

- Choix : on adopte pour Ar 8T8=4.02cm² St=15cm.

Espacement[7]:

$$St \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 25cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$

$$St \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 33cm \\ 25cm \end{array} \right. \Rightarrow St = 15cm \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton[7] :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$u = \frac{38.033 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.19 \text{MPa} < \bar{r}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS[7]

$$bc = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \bar{\sigma}_c = 1.19 \text{MPa}$$

$$st = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{MPa}$$

Les données :

$$n=15 ; \bar{c}=2.5 \text{cm} ; d=18 \text{cm} ; b=100 \text{cm} ; A_s=0$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s (y - c) - n A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 9.05 (18 - y) = 0 \quad 50y^2 + 135.75y - 2443.5 = 0$$

$$Y=5.76 \text{cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (y - d)^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 5.76^3 + 15 \times 9.05 (18 - 5.76)^2 = 26707.84 \text{cm}^4$$

-Les contraintes sont :

$$bc = \frac{33.96 \times 10^6}{26707.87 \times 10^4} \times 57.6 = 7.32 < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$st = 15 \times \frac{33.96 \times 10^6}{26707.84 \times 10^4} (180 - 57.6) = 233.45 > 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Remarque :

Les contraintes des aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Tableau .III .12. Vérification des contraintes à l'ELS

$A_s [\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}]$	choix	$A_{s\text{réel}} [\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}]$	Esp	$y [\frac{\text{cm}}{\text{cm}}]$	$I [\frac{\text{cm}^4}{\text{cm}^4}]$	$s [\frac{\text{cm}}{\text{MPa}}]$	$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s$
9.05	8T14	12.32	15	6.51	33574.12	174.33	vérifié

Vérification de la flèche[7]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{19} = 1.05 > 0.0625 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{12.32}{100 \times 18} = 0.0068 < 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifié
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 1.05 > 0.1 \dots\dots\dots$ vérifié

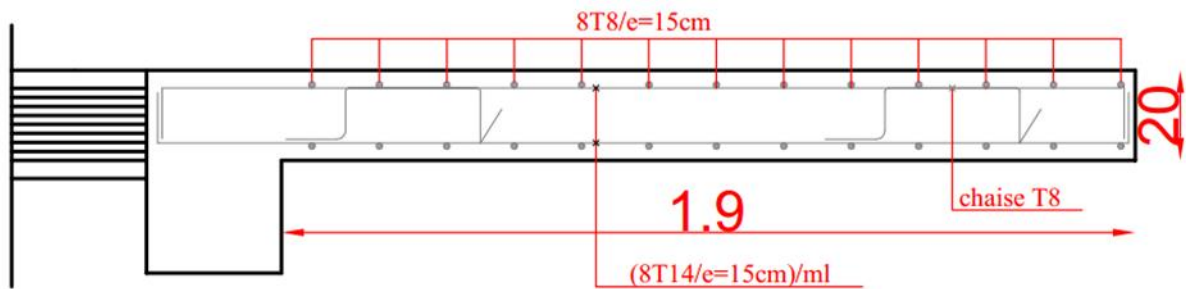


Fig. III.12.ferrailage du balcon

III .4. Les escaliers

III .4.1. Escalier a double quartier tournant (jour carré)[4]

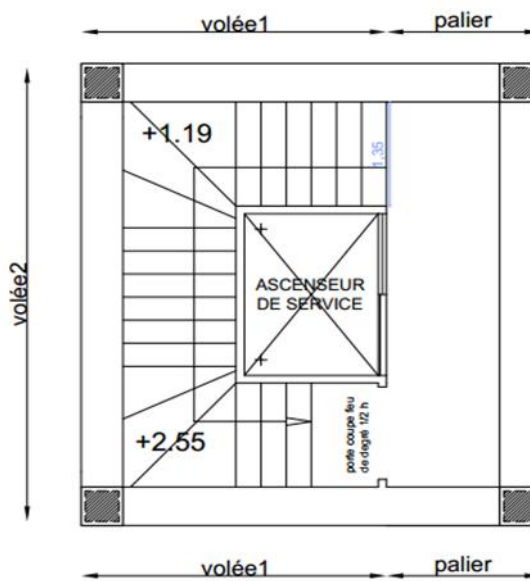


Fig. III.13.Vue en plan de l'escalier

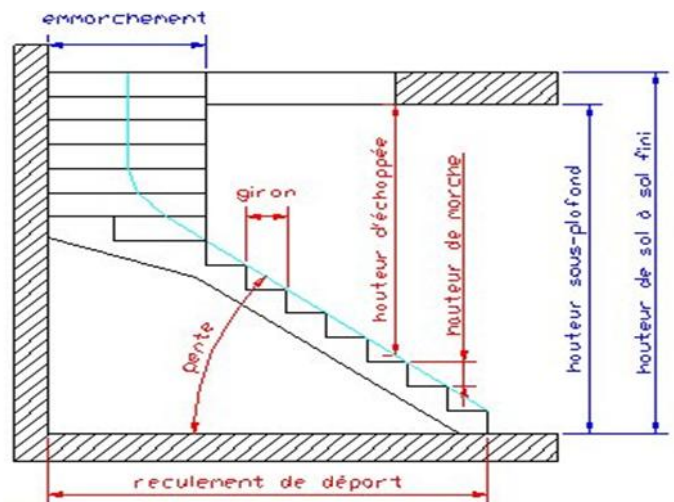
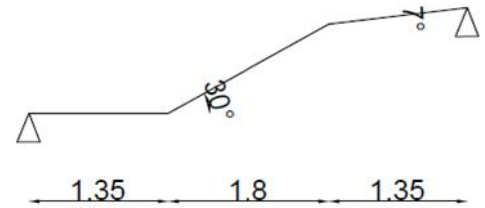


Fig. III .14.Vue en élévation de l'escalier

III .4.1.1.dimensionnement de la paillasse et du palier.

a. Volée 1

- g : giron, largeur d'une marche (0.3m)
- h : hauteur d'une contre marche (0.17m)
- n : nombre des marches (6 marches)



L'épaisseur du palier et de paillasse (e) est donnée par :

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

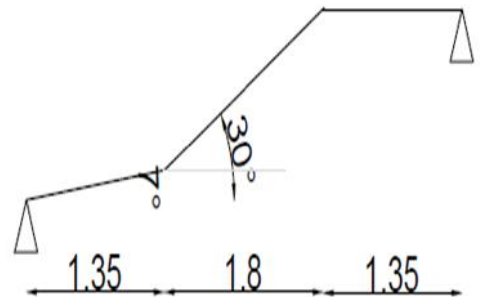
L0 : Longueur du palier et de la paillasse avec L = 1.35+2.04+1.38=4.75m

$$\frac{475}{30} \leq e \leq \frac{475}{20} \Rightarrow 15.83 \quad e \quad 23.75$$

Nous prenons: e = 18cm .

b. Volée 2

- g : giron, largeur d'une marche (0.3m)
- h : hauteur d'une contre marche (0.17m)
- n : nombre des marches (6marches)



Longueur du paillasse avec L = 1.36+2.04+1.39=4.79m

$$\frac{479}{30} \leq e \leq \frac{479}{20} = 15.9 \quad e \quad 23.95 \text{ Nous prenons: } e = 18\text{cm}$$

- Choix : on adopte e=18cm pour les deux volées et les paliers.

III .4.1.2.Evaluation des charges

a. Paillasse

Tableau .III .13. Charges sur la paillasse.

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Lit de sable	2	0.36
Poids des marches h/2	h/2 = 17/2	2.13
Poids du paillasse(e=18)	18/cos30	5.196
Enduit en plâtre	2	0.2
Garde Corp. en maçonnerie simple paroi	10	0.9
	<u>G</u>	<u>9.986</u>
	<u>Q</u>	<u>2.5</u>

b. Palier

c. Tableau .III .14. Charges sur le palier

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Lit de sable	2	0.36
Poids de la dalle pleine	18	4.5
Enduit en plâtre	2	0.2
	<u>G</u>	<u>6.26</u>
	<u>Q</u>	<u>2.5</u>

III .4.1.3.Combinaisons d'actions

- À l'ELU : 1,35G + 1,5 Q
- À l'ELS : G + Q

Tableau .III .15. Combinaisons d'actions sur l'escalier

<u>Elément</u>	<u>G(KN/m²)</u>	<u>Q(KN/m²)</u>	<u>P_{ELU}(KN/m²)</u>	<u>P_{ELS}(KN/m²)</u>
paillasse	9.986	2.5	17.231	12.486
palier	6.26	2.5	12.201	8.76

III .4.1.4.Sollicitations

Tableau .III .16.Les sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS

	<u>Mom^{es, st}_i appui</u> <u>[$\frac{ent \cdot l'}{KN \cdot m}$]</u>	<u>Mom^{a l' e}_{travée}</u> <u>[$\frac{ent \cdot n}{KN \cdot m}$]</u>	<u>Effort tr: hant</u> <u>Max [$\frac{inc}{KN}$]</u>
ELU	0	60.08	56.2
ELS	0	45.28	41.01

III .4.1.5.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible, en flexion simple.

Pour une section de 1m de largeur et 0,18m de hauteur.

Tableau .III .17. Calcul du ferrailage des escaliers

Section	As (cm²)	A's (cm²)	CNF	choix	As (cm²)réel
travée	12.04	0	1.97	8T14	12.32
appuis	/	/	1.97	8T8	4.02

Armatures de répartition[7]

En travée : $\frac{As}{4} \leq Ar \quad \frac{As}{2} \quad \frac{12.32}{4} \leq Ar \quad \frac{12.32}{2} \Rightarrow 3.08 \quad Ar \quad 6.16$

En appuis: $\frac{As}{4} \leq Ar \quad \frac{As}{2} \quad \frac{4.02}{4} \leq Ar \quad \frac{4.02}{2} = 1.005 \quad Ar \quad 2.01$

- Choix : on adopte pour Ar 8T8=4.02cm².

Espacement :

Les armatures principales :

En travée : $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

En appuis: $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

Les armatures de répartitions:

En travée : $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

En appuis: $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

- Choix : on adopte un esp=12.5cm pour les armatures principales et les armatures de répartitions.

III .4.1.6.Vérifications

Condition de non fragilité [7]:

$A_{CNE} = 1.91cm^2 < A_s \text{ min } (A_a=4.2cm^2 ; A_t=12.32cm^2) \dots\dots\dots$ vérifiée

Espacement des barres [24]:

Armatures principales : $esp=12.5cm < \min\{3h; 33cm\} = 33cm \dots\dots$ vérifiée

Armatures de répartition : $esp=25cm < \min\{4h; 45cm\} = 45cm \dots\dots$ vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton[7]

$$u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$u = \frac{56.2 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.346 MPa < \bar{r}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots$$
 vérifiée

II .4.1.7. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre palière qui a la même inclinaison que le paillasse et elle sert comme appuis pour la paillasse ; on choisit la poutre palière du RDC et on adopte la même poutre pour les autres étages.

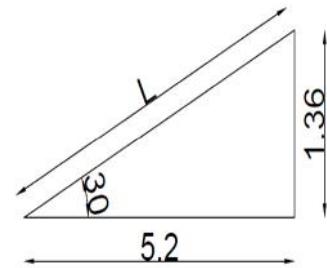
Prédimensionnement

-Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 0.358 \leq h \leq 0.5374$

choix : h=40cm.....[1]

-Largeur : $0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12.5 \leq b \leq 28.5$

choix : b=30cm



$L = \sqrt{5.2^2 + 1.36^2} = 5.374m$

Vérification au RPA

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions

Suivantes :

-b 20cm 30 > 20cm.....vérifiée

- h 30cm 40 > 30cm.....vérifiée

- h/b 4.0 1.33 < 4cm.....vérifiée

Evaluation des charges

Tableau .III .18. Charges et surcharges sur la poutre palière

<u>Elément</u>	<u>Longueur[m]</u>	<u>Poids [KN/m]</u>
Poutre 40x30	/	3
paillasse	1.35	13.48
Mur extérieure	2.55	7.497
	<u>G</u>	<u>23.977</u>
	<u>Q</u>	<u>2.5</u>

Combinaisons d'actions

- À l'ELU : 1,35G + 1,5 Q

- À l'ELS : G + Q

Tableau .III .19. Combinaisons d'actions de la poutre palière

<u>Elément</u>	<u>G(KN/m)</u>	<u>Q(KN/m)</u>	<u>P_{ELU}(KN/m)</u>	<u>P_{ELS}(KN/m)</u>
Poutre paillasse	23.977	2.5	36.11	26.477

Sollicitations

Tableau .III .20.Les sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS

	Moment [$\frac{KN \cdot m}{m}$]	Effort tranchant Max [$\frac{KN}{m}$]
ELU	130.356	97.02
ELS	91.97	71.14

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible, en flexion simple.

Tableau .III .21. Calcul du ferrailage de la poutre palière

Section	As (cm ²)	A's (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	choix	As réel (cm ²)
travée	10.89	0	1.3	3T16+3chapT16	12.06
appuis	/	/	1.3	3T8	1.51

Espacement :

$$esp = \min\{0.9d; 40cm\} = 32.4cm$$

. Choix : on adopte un esp=30cm.

Armatures transversales:

$$t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; 1\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1.17cm$$

Les armatures transversales sont réalisées par des cadres de 6.

$$S_t = \frac{0.8A_t Fe}{b(\tau_u - 0.3f_{tj})}$$

$$A_t = \frac{S_t b (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.8Fe}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{97.02 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.89MPa$$

$$A_t = \frac{300 \times 300(0.89 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.73cm^2$$

. Choix : on adopte pour les armatures transversales 4T6=1.13cm².

Vérification : $S_t \frac{A_t Fe}{0.4b} = \frac{113 \times 400}{0.4 \times 300} = 37.66 \text{cm} > 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} [7]$

Vérifications :

Condition de non fragilité :

$A_{CNE} = 1.3 \text{cm}^2 < A_{s \text{ min}} (A_a = 3.02 \text{cm}^2 ; A_t = 12.06 \text{cm}^2) \dots \dots \dots \text{vérifié}$

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton [7]

$$u = \frac{T_u}{bd} \quad \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$u = \frac{97.02 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.89 \text{MPa} < \bar{r}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

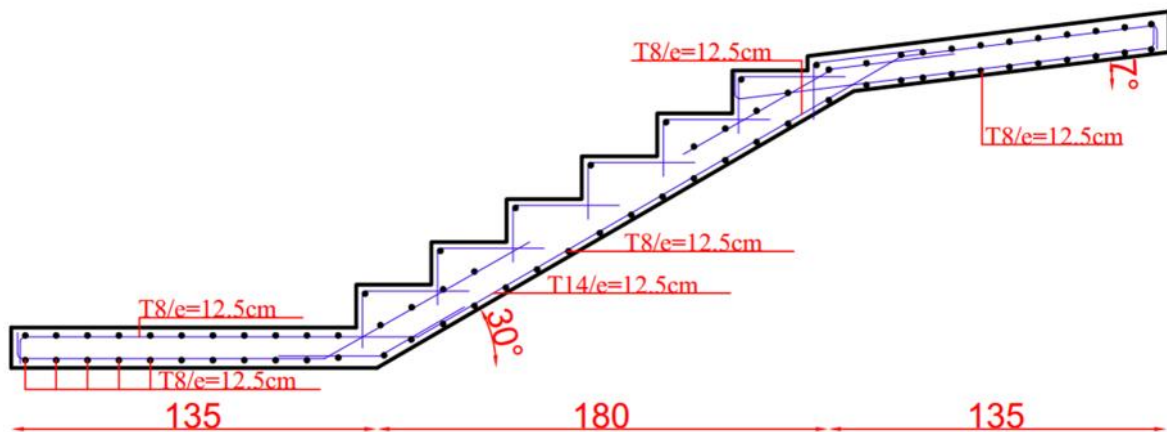


Fig. III .15.ferrailage de l'escalier

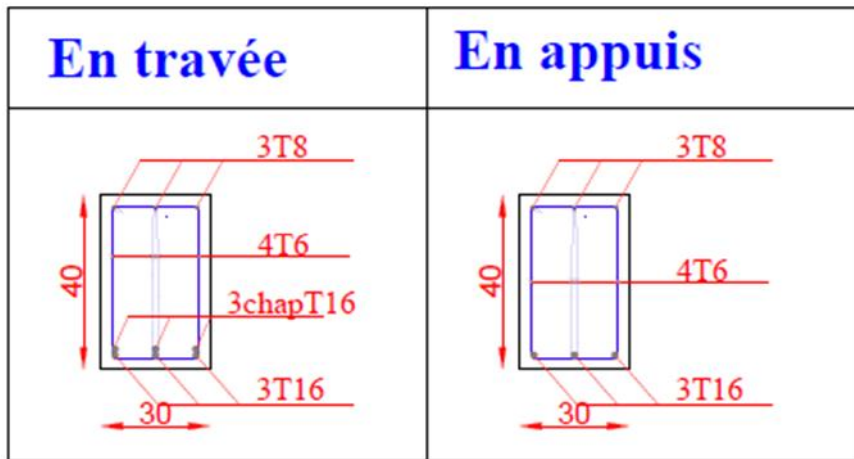


Fig. III .16.ferrailage de la poutre palière

III .4.2. Escalier hélicoïdal (colimaçon) [4]

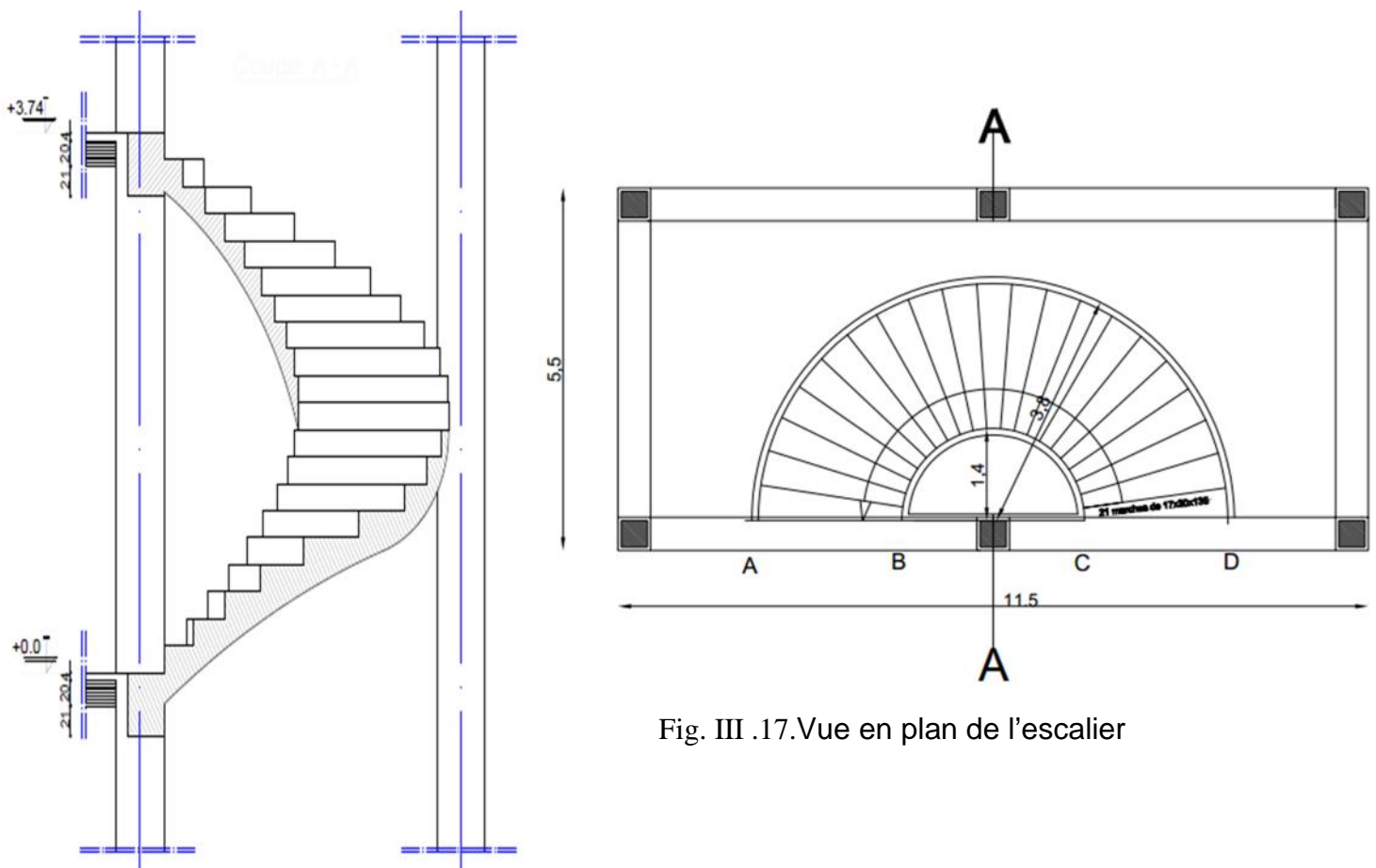


Fig. III .17.Vue en plan de l'escalier

Fig. III .18.Vue en élévation de l'escalier

(coupe A-A)

III .4.2.1.dimensionnement de la paillasse hélicoïdale

La longueur du paillasse : $L = \sqrt{(a - b)(3a + b)} \dots\dots[4]$

$$L = \sqrt{(3.8 - 1.4)(3 \times 3.8 + 1.4)} = 5.54 \text{ m}$$

L'épaisseur du paillasse : $\frac{L}{30}$ e $\frac{L}{20}$

$$\frac{554}{30} \text{ e } \frac{554}{20} \quad 18 \text{ e } 27$$

. Choix : on adopte e=20cm pour la paillasse hélicoïdale.

III .4.2.2.Evaluation des charges

Paillasse

Tableau .III .22. Charges sur la paillasse

<u>Elément</u>	<u>Épaisseur [cm]</u>	<u>Poids [kN/m²]</u>
Revêtement (carrelage +mortier de pose)	4	1,2
Lit de sable	2	0.36
Poids des marches $h/2$	$h/2 = 17/2$	2.13
Enduit en plâtre	2	0.2
Garde Corp. en maçonnerie simple paroi	10	0.9
	<u>G</u>	<u>4.826</u>
	<u>Q</u>	<u>2.5</u>

Remarque :

Les escaliers spiraux seront modélisés sur SAP pour calculer les réactions d'appuis.

Cette étape nous a permis de rajouter les réactions des escaliers spiraux sur les poutres, dans la phase modélisation de la structure.

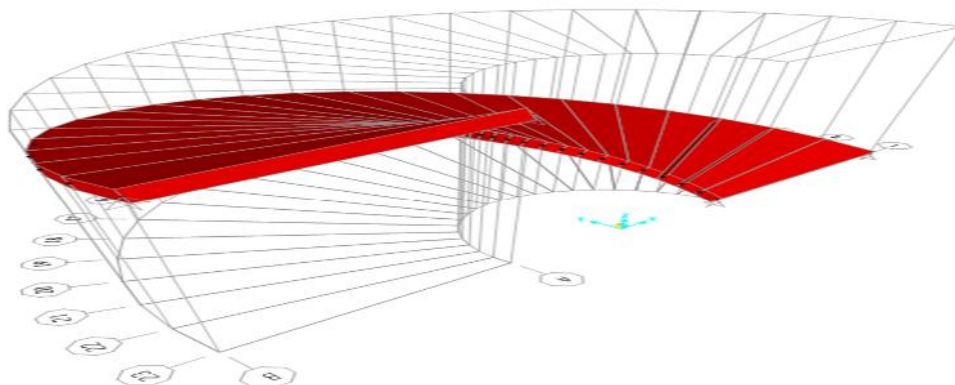


Fig. III .19.Modèle en 3D des escaliers

III .4.2.3.Les résultats donnés par le logicielle SAP

ELU

Tableau .III .23. Les résultats donnés par le logicielle SAP a ELU

Réactions[KN]	A	B	C	D
Rx	268.96	-237.39	268.96	-237.39
Ry	287.22	-130.96	-287.22	130.96
Rz	185.7	1	185.7	1

ELS

Tableau .III .24. Les résultats donnés par le logicielle SAP a ELS

Réactions[KN]	A	B	C	D
Rx	194.39	-171.87	194.39	-171.87
Ry	207.97	-94.45	-207.97	94.45
Rz	134.47	0.88	134.47	0.88

III .4.2.4.Combinaisons d’actions

- À l’ELU : 1,35G + 1,5 Q

- À l’ELS : G + Q

Tableau .III .25. Combinaisons d’actions de l’escalier spiral

Elément	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _{ELU} (KN/m ²)	P _{ELS} (KN/m ²)
paillasse	4.826	2.5	10.263	7.326

III .4.2.5.Sollicitations

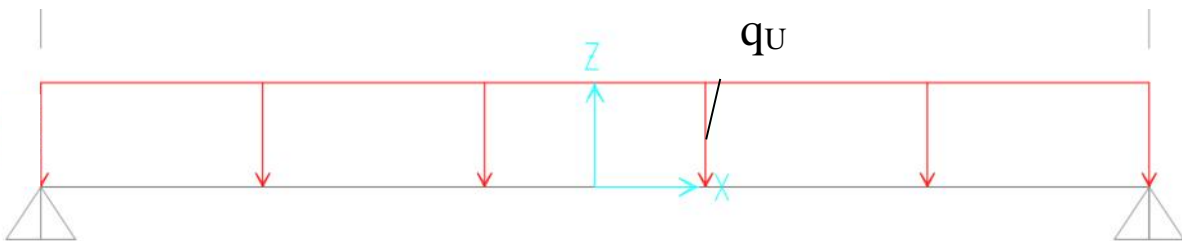


Tableau .III .26.Les sollicitations de calcul à l’ELU et à l’ELS

	Mom ^{es} sur appui [$\frac{ent}{m}$] [KN·m]	Mom ^{es} sur travée [$\frac{nt}{m}$] [KN·m]	Effort tr ^{ant} hant Max[$\frac{inc}{KN}$]
ELU	0	87.2	58.13
ELS	0	63.34	42.23

III .4.2.6.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible, en flexion simple, Pour une section de 1m de largeur et 0,2m de hauteur.

Tableau .III .27. Calcul du ferrailage de l'escalier spiral

Section	As (cm ²)	A's (cm ²)	CNF	choix	As (cm ²)réel
travée	15.60	0	2.17	8T16	16.08
appuis	/	/	2.17	8T8	4.02

Armatures de répartition

En travée : $\frac{A_s}{4} \quad A_r \quad \frac{A_s}{2} \quad \frac{16.08}{4} \quad A_r \quad \frac{16.08}{2} \quad 4.02 \quad A_r \quad 8.04$

En appuis: $\frac{A_s}{4} \quad A_r \quad \frac{A_s}{2} \quad \frac{4.02}{4} \quad A_r \quad \frac{4.02}{2} \quad 1.005 \quad A_r \quad 2.01$

- Choix : on adopte pour Ar 8T8=4.02cm².

Espacement :

Les armatures principales :

En travée : $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

En appuis: $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

Les armatures de répartitions:

En travée : $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

En appuis: $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm$

- Choix : on adopte un esp=12.5cm pour les armatures principales et pour les armatures de répartitions.

III .4.2.7.Vérifications

Condition de non fragilité :

$A_{CNE} = 2.17cm^2 < A_s \text{ min } (A_a=4.02cm^2 ; A_t=16.08cm^2) \dots\dots\dots$ vérifié

Espacement des barres :

Armatures principales : $esp=12.5cm < \min\{3h; 33cm\} = 33cm\dots\dots$ vérifié

Armatures de répartition : $esp=12.5cm < \min\{4h; 45cm\} = 45cm\dots\dots$ vérifié

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

$$u = \frac{T_u}{bd} \quad \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$u = \frac{58.13 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.322 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

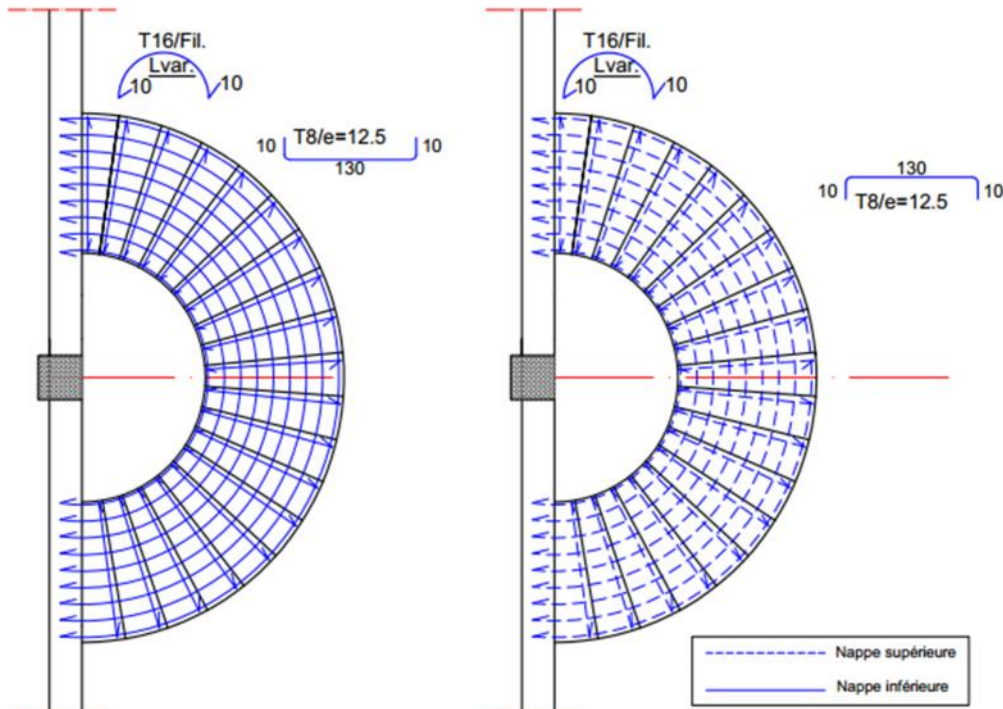


Fig. III .20.coupe transversale du ferrailage de l'escalier hélicoïdal.

Ferrailage de la volée
escalier hélicoïdal

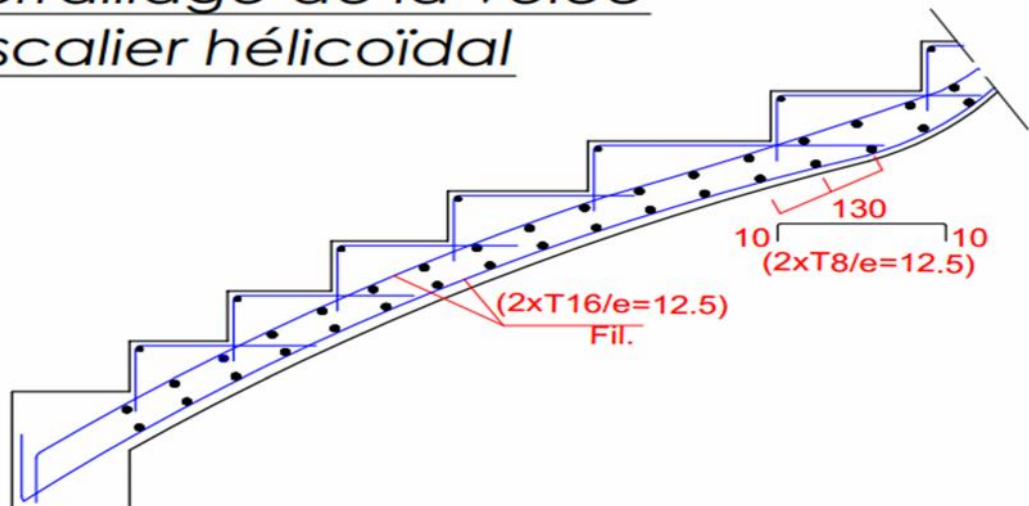


Fig. III .21.ferrailage de la volée escalier hélicoïdal.

III .5. La rampe

Les rampes sont des éléments plats ou gauches reliant deux planchers de niveaux différents (Fig. III .24)[8].

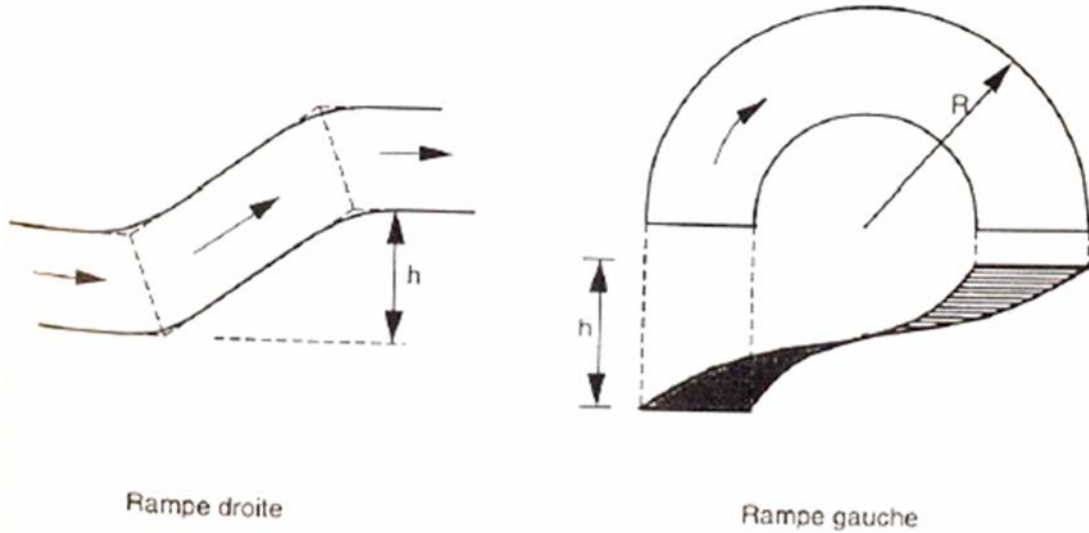


Fig. III .22. Types de rampes.

Les rampes droites se calculent comme des dalles inclinées($e=16\text{cm}$) dont la charge permanente de poids mort est exprimée en unité de longueur de rampe et la charge d'exploitation par unité de longueur horizontale.

Les rampes gauches se calculent comme des poutres gauches.

Cependant il y a lieu de prévoir des zones de raccordement courbes entre plans inclinés pour éviter aux véhicules un changement brusque de direction dans le sens vertical.

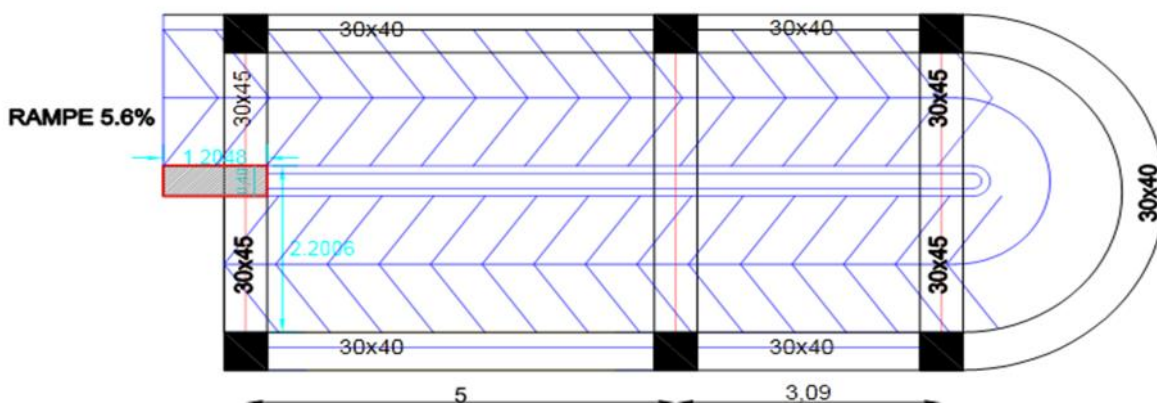


Fig. III .23. .Vue en plan de la rampe

III .5.1.Evaluation des charges

Charge mobile =3.5 tonne (véhicules)

Les lignes d'influence :

Les lignes d'influence permettent de calculer dans chaque section les valeurs extrêmes des sollicitations (deux valeurs par section et par effet).

En reportant ces valeurs au doit de chaque section, on obtient des lignes (courbes) enveloppes.

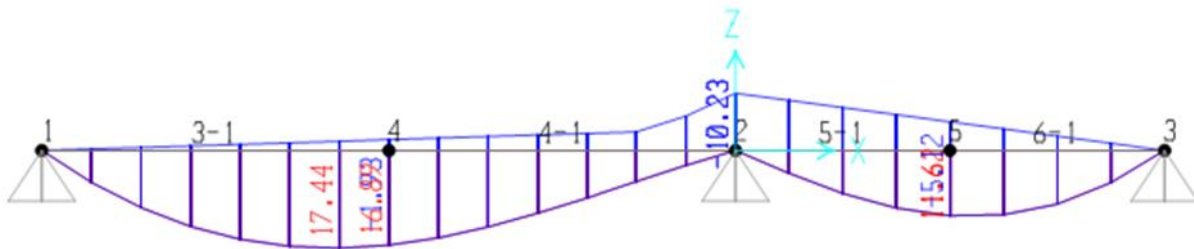


Fig. III.24. Courbe enveloppe des moments

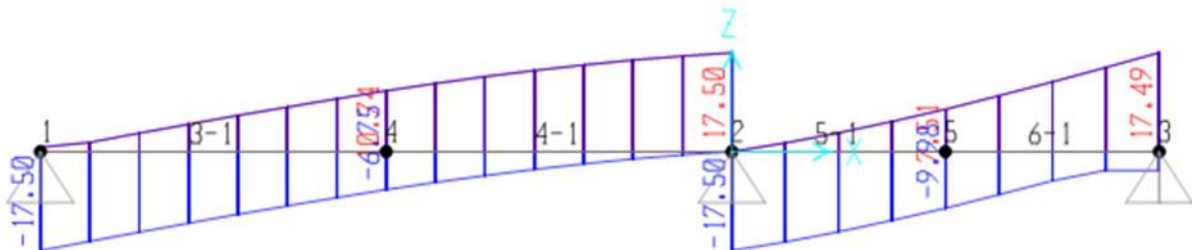


Fig. III.25. Courbe enveloppe des efforts tranchants

Tableau .III .28. Les sollicitations du calcul de la rampe

$M_{travée} [KN.m]$	$M_{appuis} [KN.m]$	$V_{max} [KN]$
17.44	-10.23	17.50

III .5. 2.Calcul du ferrailage

La fissuration est préjudiciable, le calcul sera en flexion simple.

Tableau .III .29. Calcul du ferrailage de la rampe

Section	As (cm ²)	A's (cm ²)	CNF	choix	As (cm ²)réel
travée	4.39	0	1.73	4T12	4.52
appuis	0	2.52	1.73	4T10	3.14

Espacement:

esp $\min\{0.9d; 40\text{cm}\} = 12.96 \text{ cm.}$

- Choix : on adopte un esp=12 cm.

Armatures transversales :

$$t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \leq 1\right) = \min\left(\frac{16}{35}; \frac{100}{10}; 1.2\right) = 0.45\text{cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par des cadres de 6.

$$S_t = \frac{0.8A_tFe}{b(\tau_u - 0.3f_{tj})}$$

$$A_t = \frac{S_t b(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.8Fe}$$

$$u = \frac{\tau_u}{bd} = \frac{17.50 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.121\text{MPa}$$

$$A_t = \frac{120 \times 1000(0.121 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0\text{cm}^2$$

- Choix : on adopte pour les armatures transversales 4HA6=1.13cm².

Vérification : $S_t = \frac{A_t Fe}{0.4b} = \frac{113 \times 400}{0.4 \times 300} = 37.66 \text{ cm} > 30\text{cm} \dots \dots \text{vérifié}[30]$

III .5.3.Vérifications :

ELU

Condition de non fragilité:

ACNE =1.73cm² < As min (Aa=3.14cm²; At=4.52cm²)vérifié

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

$$u = \frac{T_u}{bd} \quad \bar{r}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$u = 0,121\text{MPa} < \bar{r}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

ELS

Vérification des contraintes du béton [7]:

$$bc = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \bar{r}_{bc} = 16\text{MPa}$$

$$st = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \bar{r}_{st} = 202\text{MPa}$$

Tableau .III .30. Vérification des contraintes du béton

As réel [cm ²]	$\frac{M_{ser}}{I} y$ [MPa]	$\frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ [MPa]	contrainte de cisaillement [MPa]	contrainte de traction [MPa]	vérification
4.52	0.62	22.30	15	201.63	ok
3.14	0.71	31.62	15	201.63	ok

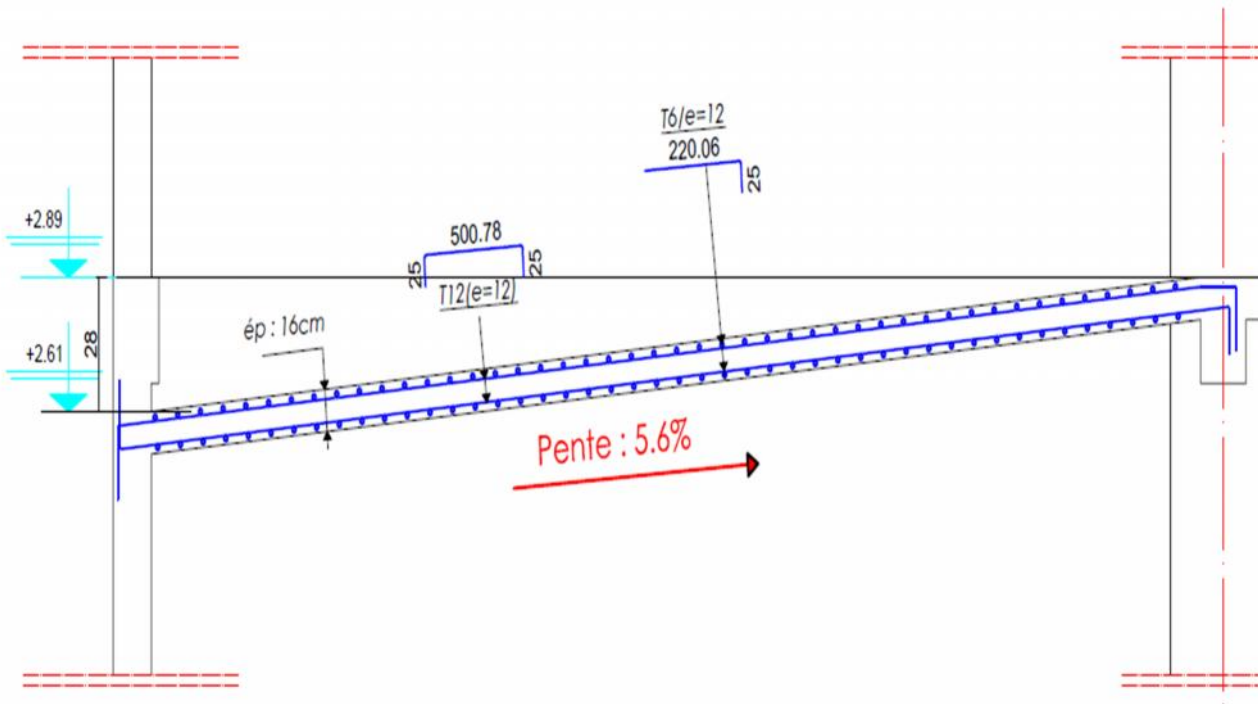


Fig. III.26. Ferrailage de la rampe.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV- Etude dynamique

IV .1.Introduction :

Le RPA99/2003 appliqué au dimensionnement et à la construction des bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique, à pour objectif d'assurer en cas de séisme :

- La protection des vies humaines ;
- La limitation des dommages ;
- L'intégrité opérationnelle des structures importantes pour la protection civile.

Les efforts dus au séisme sont fonction de plusieurs paramètres :

- L'aléa sismique de la zone où se trouve le bâtiment qui détermine l'accélération nominale.
- La classe de l'ouvrage, qui pondère les efforts en fonction de l'importance du bâti.
- La classe du sol de fondation, qui influe sur la transmission des ondes sismiques représentées par les valeurs spectrales de dimensionnement.

Il existe 2 méthodes de calcul selon le RPA99 version 2003, et applicables pour déterminer les effets sismiques sur un bâtiment : Méthode statique équivalente et Méthode dynamique modale spectrale.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité en plan (la surface totale des ouvertures dans le plancher est de 23 % supérieure à 15% de la surface totale) donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Le RPA99/2003 définit l'analyse modale spectrale en utilisant un modèle élastique linéaire de la structure, comme méthode de référence. Cette méthode de calcul nécessite l'utilisation d'un logiciel de modélisation et calcul aux éléments finis. Donc, pour le présent projet, l'analyse sismique a été faite avec le logiciel SAP2000 « Version V14.2.2 ».

IV .2.Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (BAEL91modifier99), et le règlement parasismique algérien (RPA99v2003), sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel SAP2000 «Version V14.2.2».

L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

- Spécification des propriétés des matériaux
- Modélisation géométrique de la structure

Les poutres et les poteaux sont représentés par des éléments linéaires "Frame", les voiles et les dalles par des éléments plaque "Shell".

- Chargement statique de la structure (G et Q)
- Définition de l'analyse dynamique (E)

L'analyse modale spectrale a pour but d'étudier le comportement du bâtiment sous excitation, de direction quelconque, provoquée par les efforts sismiques. Ces excitations génèrent la vibration du bâtiment. Le mouvement du au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique.

IV .3.Analyse dynamique modale spectrale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée:

$$[K - \omega^2 M]\{\Phi\} = 0. [9]$$

Avec :

K : Matrice de rigidité généralisé

M : Matrice Masse généralisé

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

{ Φ }: Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

IV .4.Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} [10]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- γ : Facteur de correction d'amortissement.
- β : Pourcentage d'amortissement critique.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

- Selon le rapport de sol, le sol de fondation est de **Catégorie S2** (site ferme) : Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $VS \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur $\Rightarrow T_1= 0,15$ s ; $T_2= 0.40$ s.
- Wilaya de TIPASA : zone de sismicité élevée (**Zone III**) groupe d'usage **1B** $\Rightarrow A = 0,3$ (tableau 4.1 RPA99/2003).
- on suppose que la structure mixte avec interaction portiques-voiles $\Rightarrow R = 5$ (tableau 4.3 RPA99/2003).
- le pourcentage d'amortissement critique =7% (portiques en béton armé avec remplissage dense (tableau 4.2 RPA99/2003))
- facteur de qualité est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99/2003. $\Rightarrow Q=1,05$.

Tableau .IV.1.valeurs des pénalités P_q

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1-conditions minimales sur les files de contreventement	-	0	-	0
2-Redondances en plan	-	0	-	0
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	-	0	-	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	-	0	-	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0	-	0
Σ	0.05		0.05	

- Facteur de correction d'amortissement est déterminée par la formule :

$$= \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \Rightarrow =0.88.$$

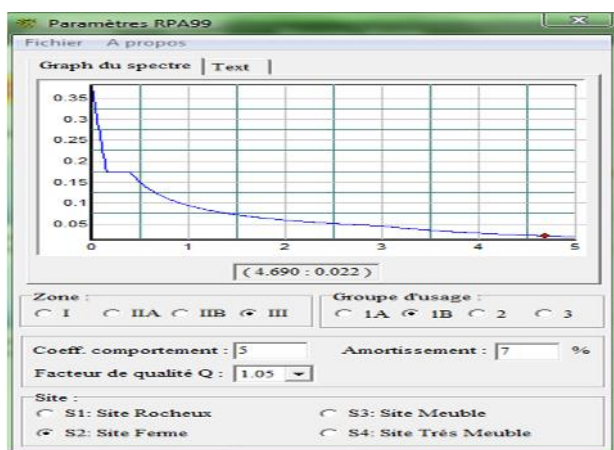


Fig. IV.1.Allure du spectre de réponse

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

- Pour chaque direction :

Les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = m_x\ddot{u}_{gx}(t) + m_y\ddot{u}_{gy}(t) + m_z\ddot{u}_{gz}(t)[9]:$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS.

Remarque :

L'action suivant **Z** n'est pas prise en considération que pour les portes à faux qui dépassent 1.5m.

IV.5.Masses sismiques :

Poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA99/2003. $\Rightarrow \beta = 0.6$

IV.6.Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'action à utiliser selon le RPA99V2003 sont les suivantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

G+Q+E

0.8G ±E

IV .7.Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un plancher indéformable dans son plan, ou : un diaphragme.

Le rôle des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement. La transmission doit être plus uniforme possible pour ne pas surcharger un élément particulier et l'amener à la rupture. Dans ce but le diaphragme doit être, dans son plan, plus rigide que les éléments verticaux de la stabilisation, évidemment, une bonne liaison doit être assurée entre eux.

IV .8.Appuis :

Les poteaux et voiles de la structure sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

La phase de modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur "Run analysis".

IV .9.Modèle 1

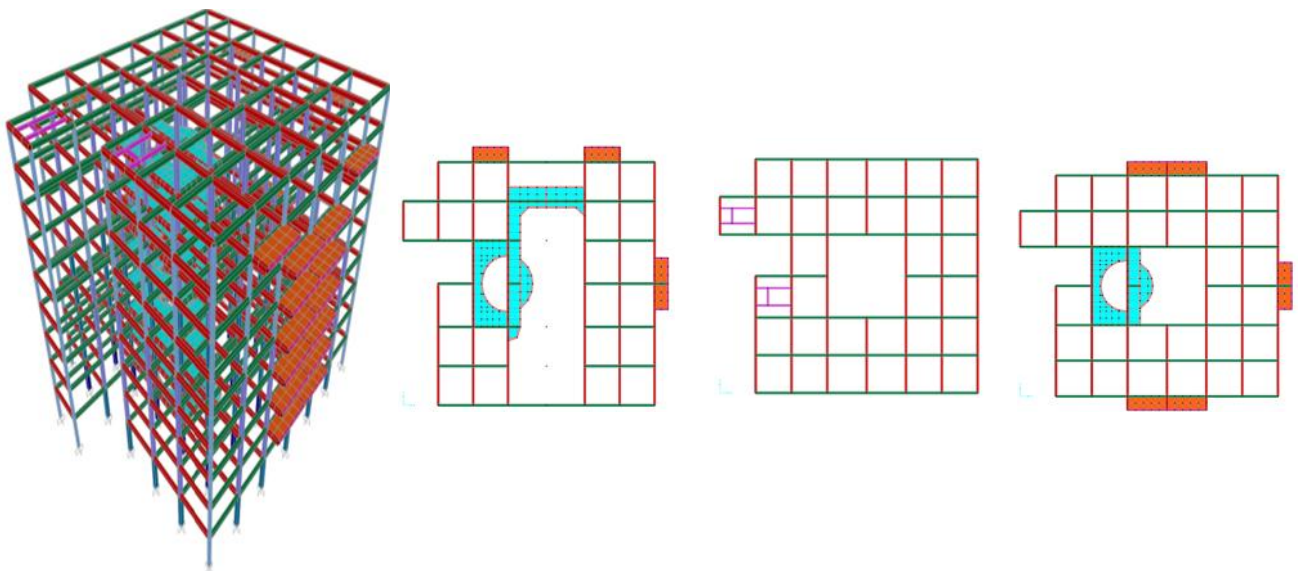


Fig. IV.2.Modèle 1

Tableau .IV.2.résultats de l'analyse modale du modèle initial.

Modes	Périodes	Facteur de participation massique(%)					
		UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	1.995311	0.81325	0.00001101	8.31E-06	0.81325	0.00001101	8.314E-06
2	1.860237	0.00506	0.00578	2.69E-09	0.8183	0.00579	8.316E-06
3	1.821091	0.00008941	0.81507	8.42E-08	0.81839	0.82086	8.401E-06
4	0.67827	0.09428	6.272E-07	1.63E-05	0.91267	0.82086	0.00002467
5	0.64603	0.00289	0.00158	1.3E-07	0.91556	0.82244	0.0000248
6	0.623565	0.00003179	0.09645	8.28E-08	0.91559	0.91889	0.00002489
7	0.37919	0.03014	2.057E-07	1.51E-05	0.94573	0.91889	0.00004001
8	0.364432	0.00033	0.00037	1.22E-07	0.94606	0.91926	0.00004013
9	0.350092	2.715E-06	0.02925	1.38E-06	0.94606	0.9485	0.00004151
10	0.262614	0.01782	3.802E-06	1.01E-05	0.96388	0.94851	0.00005157
11	0.259379	0.00001482	0.00087	4.15E-06	0.9639	0.94937	0.00005572
12	0.248679	0.00001228	0.00007871	0.00712	0.96391	0.94945	0.00718

IV .9.1.Résultats obtenus du model 1:

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode de torsion ;
- Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe (yy) ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% à partir du 6^{ème} mode.

Remarque :

Notre bâtiment dépasse les 8m donc on doit le renforcé par des voile d'après l'article 3.4.A.1.a de RPA99/2003.

IV.10.Modèle 2

Le modèle 2 représente la structure avec disposition des voiles.

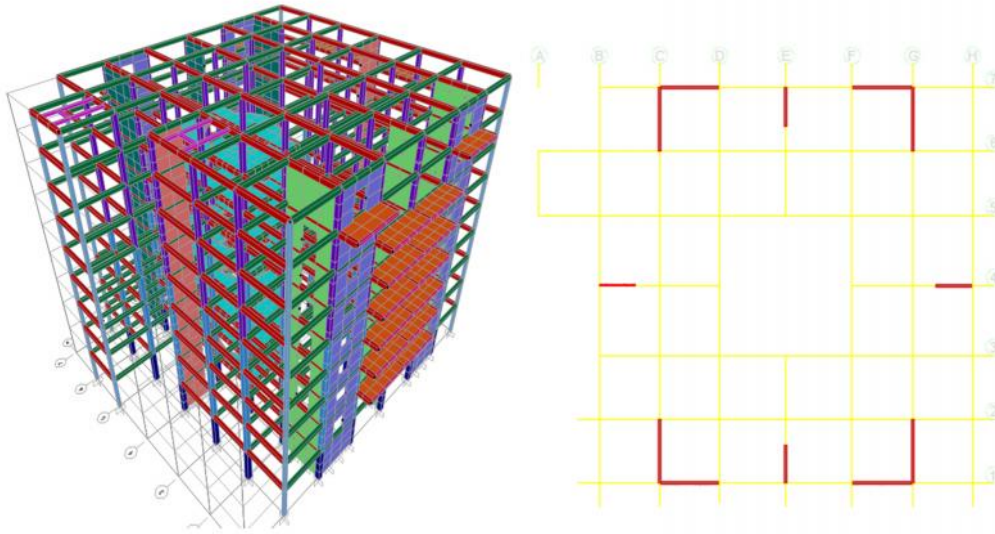


Fig.IV.3.Modèle 2 en 3D et disposition des voiles

Tableau .IV.3.résultats de l'analyse modale du modèle 2.

modes	périodes	facteur de participation massique(%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0.853509	0.67561	0.02625	4.13E-05	0.6756	0.0262	0.0000412
2	0.831676	0.02651	0.6698	3.04E-06	0.7021	0.6960	0.0000443
3	0.625149	0.00032	0.00013	8.11E-08	0.70245	0.69617	0.0000444
4	0.236148	0.00000725	3.893E-07	0.00515	0.70245	0.69618	0.0052
.
.
64	0.09682	0.00000769	0.0000103	5.22E-05	0.94328	0.88633	0.55404
65	0.096459	0.00001021	0.00018	0.01737	0.94329	0.88651	0.57141
66	0.09529	0.00004484	0.01375	0.01049	0.94333	0.90026	0.5819

IV.10.1.Interprétations des résultats obtenus :

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% à partir du 66^{ème} mode.

IV.10.2. Vérifications :

Les vérifications suivantes sont nécessaires selon le RPA99/2003.

IV.10.2.1.L'interaction portiques –voiles :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.((3.4.4.a) du RPA99/).

charge verticale des voiles		< 20%
axe X	axe Y	
29	29	Non vérifiée

- (Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.) (3.4-4.Arpa99/2003)

charge horizontale des portiques		>25%
axe X	axe Y	
17	31	Non vérifiée

IV .11.Modèle 3

Dans le modèle 3 les sections des poteaux sont augmentées, et nous avons gardé la même disposition des voiles.

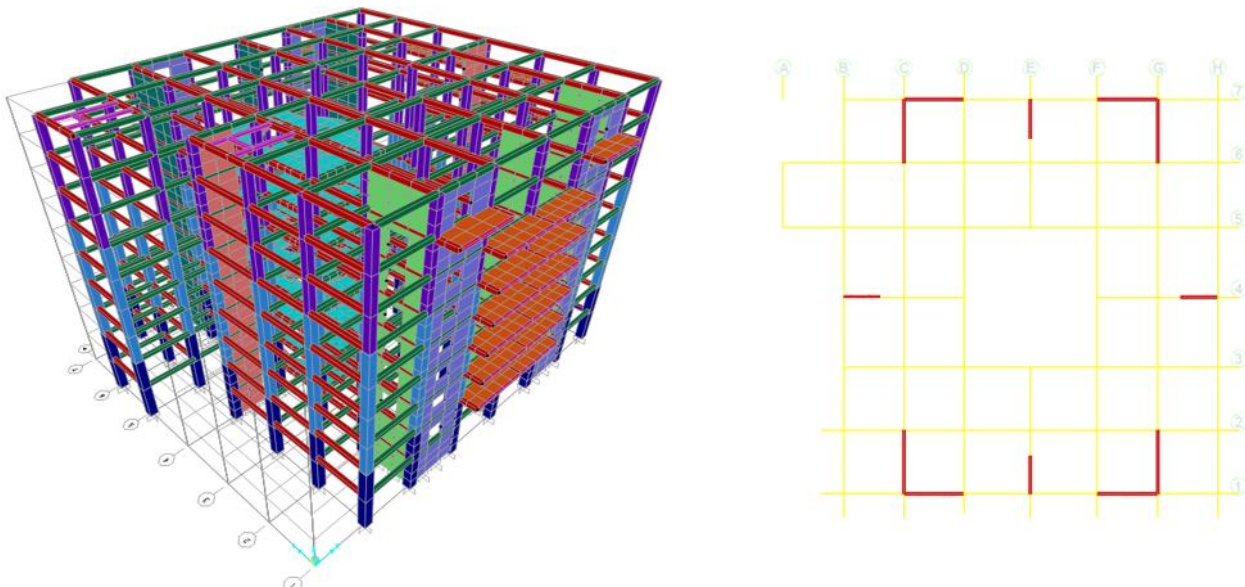


Fig. IV.4.Modèle 3 en 3D

Tableau .IV.4.résultats de l'analyse modale du modèle 3.

Modes	Périodes	facteur de participation massique(%)				
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY
	Sec	m	M	m	m	m
1	0.733149	0.69113	0.01312	0.0000316	0.69113	0.01312
2	0.705779	0.01328	0.68476	0.000001807	0.70441	0.69788
3	0.541064	0.00023	0.00021	1.517E-08	0.70464	0.69809
4	0.228796	0.000002531	5.428E-10	0.00363	0.70465	0.69809
5	0.199506	0.00012	0.000000977	0.00298	0.70477	0.69809
6	0.195345	0.18223	0.00054	0.00018	0.887	0.69862
7	0.180882	0.00032	0.13957	0.000001441	0.88732	0.83819
8	0.180138	0.00023	0.04793	5.262E-09	0.88755	0.88612
9	0.160368	0.00009885	1.813E-07	0.00508	0.88765	0.88612
10	0.158189	0.00032	1.971E-07	0.00806	0.88796	0.88612
11	0.155146	8.163E-07	1.097E-08	0.00299	0.88797	0.88612
12	0.153139	3.641E-07	0.00001154	7.707E-08	0.88797	0.88613
.
.
.
45	0.088935	0.00044	0.00001296	0.00051	0.93908	0.88696
46	0.087413	0.00008032	0.00001333	0.00341	0.93916	0.88698
47	0.086912	0.00004805	0.05171	0.00006237	0.9392	0.93868

IV .11.1.Interprétations des résultats obtenus :

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% au 47^{ème} mode.

IV .11.2.Vérifications :

JUSTIFICATION DU CHOIX DE (R) : Coefficient de comportement de la structure

IV.11.2.1.L'interaction portiques –voiles :R=5

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.((3.4.4.a) du RPA99/).

charge verticale des voiles		< 20%
axe X	axe Y	
19	18	vérifiée

- (Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.) (3.4-4.Arpa99/2003)

charge horizontale des portiques		>25%
axe X	axe Y	
35	40	vérifiée

IV.11.2.2. Nombre de modes à considérer [6]:

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.2s$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

$K = 3\sqrt{9} = 9$ et $T(9) = 0.16s < 0.2 s$ vérifié.

IV.11.2.3.vérification de l'effort tranchant à la base[6] :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Efforts tranchant à la base donnée par le SAP :

$V_{tx} = 10057.38KN$

$V_{ty} = 9493.684KN$

- Efforts tranchant à la base donnée par méthode statique équivalente [6]:

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone $\Rightarrow A = 0.3$;
- Q : facteur de qualité $\Rightarrow Q_x = Q_y = 1.05$;
- R : coefficient de comportement $\Rightarrow R = 5$;
- W : poids total de la structure $\Rightarrow W = 106792.48KN$;
- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_{2s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{0.5} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{0.5} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 RPA99/2003 ⇒ T₂=0.4s.

: facteur de correction d'amortissement donné par la formule ⇒ =0.88 ;

- La période fondamentale de la structure [6]:

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « RPA99 version 2003 », nous choisirons la formule la plus pénalisante dans les deux directions.

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% d'après RPA99/2003.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N). ⇒ h_N=29.92m ;
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 RPA99/2003 ⇒ C_T =0.05 ;

A. $T_i = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_i}}$

L_i : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée. ⇒ L_x=36m et L_y=31m ;

Formule	T _{Sens} xx(s)	T _{Sens} yy(s)	T _{emp1X} = min(A, B)	T _{emp1Y} = min(A, B)	T _{SAP} (s)	T _{emp2X} = 1.3T _{emp1X}	T _{emp2Y} = 1.3T _{emp1Y}
$T = C_T h_N^{3/4}$	0.639	0.639					
$T_i = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_i}}$	0.53	0.62	0.53	0.62	0.76	0.689	0.806

$$T_X = \min(T_{emp1}; T_{sap}; T_{emp2x}) = 0.53s$$

$$T_Y = \min(T_{emp1}; T_{sap}; T_{emp2y}) = 0.62s$$

$$D_x=1.82 \Rightarrow V_x=12310.95 \text{KN}$$

$$D_y=1.64 \Rightarrow V_y=11093.3 \text{KN}$$

Vérification

$$V_{tx}=10057.38 \text{KN} > 80 \% V_x = 9848.76 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{ty}=9493.684 \text{KN} > 80 \% V_y = 8874.7 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$r_x = \frac{80\%V_x}{V_{tx}} = 0.9 < 1 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$r_y = \frac{80\%V_y}{V_{ty}} = 0.9 < 1 \dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.11.2.4. Les déplacements latéraux inters étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 RPA99/2003, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$u_k = R \cdot e_k$$

e_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta u_k = u_k - u_{k-1}$

Tableau .IV.5.vérification des déplacements inter-étages du modèle 03.

Z	U1	U2	R	kx	ky	kx	ky	adm	observati on
M	cm	cm		Cm	cm	cm	cm	cm	
29.92	2.4649	2.151689	5	12.324 5	10.758 45	1.4735	1.286355	3.23	vérifiée
26.69	2.1702	1.894418	5	10.851	9.4720 9	1.5885	1.38704	3.23	Vérifiée
23.46	1.8525	1.61701	5	9.2625	8.0850 5	1.6155	1.442185	3.23	Vérifiée
20.23	1.5294	1.328573	5	7.647	6.6428 65	1.602	1.43793	3.23	Vérifiée
17	1.209	1.040987	5	6.045	5.2049 35	1.563	1.40509	3.23	Vérifiée
13.77	0.8964	0.759969	5	4.482	3.7998 45	1.457	1.30612	3.23	Vérifiée
10.54	0.605	0.498745	5	3.025	2.4937 25	1.272	1.11791	3.23	Vérifiée
7.31	0.3506	0.275163	5	1.753	1.3758 15	1.127	0.896345	3.57	Vérifiée
3.74	0.1252	0.095894	5	0.626	0.4794 7	0.626	0.47947	3.74	Vérifiée

IV.11.2.5.Vérification spécifique aux sollicitations normales:

Tableau .IV.6. Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

Niveaux	$\frac{P}{B_c \cdot C_r} (n^2)$	$\frac{E}{N_d} (N)$	$\frac{P}{V}$	$\frac{t_e a}{0.3}$
7,6,5	55×55	1191.603	0.15	vérifiée
4,3,2,1	65×65	3052.58	0.28	vérifiée
RDC, mezzanine	75×75	3964.66	0.28	vérifiée

IV.11.2.6.Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm \text{ (Art4-19 RPA99\2003)}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculé selon (Art 4.43 RPA99\2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

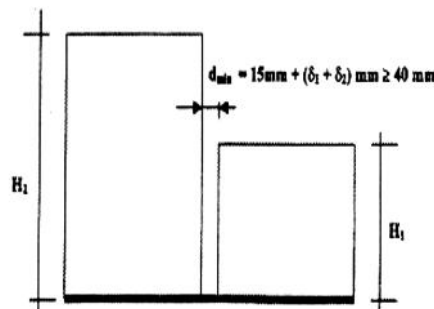


Fig. IV.5.largueur minimum du joint sismique

Le déplacement maximum de bloc 1 au niveau du sommet dans le sens X est égal à $\delta_1 = 123.24mm$ d'après le tableau .IV.4.

Nous n'avons pas les données du bloc voisin, on prendra le même déplacement que le notre.

Donc :

$$d_{min} = 15mm + (123.24 + 123.24)mm \geq 40mm$$

$$d_{min} = 261.48mm > 40mm$$

Alors : adopte un $d_{min} = 300 mm$.

IV.11.2.7.Justification vis à vis de l'effet p- [6]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k»,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} \times \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

κ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »(voir paragraphe 4.2.10RPA99/2003) en considérant la combinaison (G + Q + E) ;

h_k : hauteur de l'étage « k ».

-Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P- peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

-Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X

Tableau .IV.7. Justification vis à vis de l'effet p- sens X-X

Etage	$P_k(KN)$	$\kappa(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	vérification
7 ^{ème}	10123.04	0.014735	2119.7024	3.23	0.021	< 0.1
6 ^{ème}	21587.92	0.015885	6128.81	3.23	0.017	< 0.1
5 ^{ème}	33802.27	0.016155	11660.64	3.23	0.014	< 0.1
4 ^{ème}	45794.32	0.01602	18310.73	3.23	0.012	< 0.1
3 ^{ème}	57849.1	0.01563	25924.49	3.23	0.010	< 0.1
2 ^{ème}	69889.61	0.01457	34426.49	3.23	0.009	< 0.1
1 ^{er}	81942.28	0.01272	43675.55	3.23	0.007	< 0.1
mezzanine	94789.23	0.01127	53494.37	3.57	0.005	< 0.1
RDC	106862.31	0.00626	63538.56	3.74	0.002	< 0.1

Sens Y-Y

Tableau .IV.8. Justification vis à vis de l'effet p- sens Y-Y

Etage	$P_k(KN)$	$\kappa(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	vérification
7 ^{ème}	10123.04	0.01286355	1940.514	3.23	0.020	< 0.1
6 ^{ème}	21587.92	0.0138704	5737.953	3.23	0.016	< 0.1
5 ^{ème}	33802.27	0.01442185	10987.78	3.23	0.013	< 0.1
4 ^{ème}	45794.32	0.0143793	17297.078	3.23	0.011	< 0.1
3 ^{ème}	57849.1	0.0140509	24516.1	3.23	0.010	< 0.1
2 ^{ème}	69889.61	0.0130612	32559.32	3.23	0.008	< 0.1
1 ^{er}	81942.28	0.0111791	41311.35	3.23	0.006	< 0.1
mezzanine	94789.23	0.00896345	50588.35	3.57	0.004	< 0.1
RDC	106862.31	0.0047947	60069.34	3.74	0.002	< 0.1

Conclusion : Le modèle 3 vérifie toutes les conditions de l'RPA99/2003 donc on le considère comme le modèle final et on adopte ces résultats pour les calculs de ferrailage.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V-FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Les poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée, ils sont sollicités par un effort normal (N) de compression ou de traction et un moment fléchissant (M) tirés à partir des fichiers résultats du logiciel SAP 2000 (Version V14.2.2), sous les combinaisons ci-dessous :

$$\text{BAEL91 : Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (E.LU)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \end{array} \right.$$

$$\text{RPA99/2003 : Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les combinaisons de calculs à prendre sont :

1. $M^{\max} \longrightarrow N^{\text{corr}}$
2. $M^{\min} \longrightarrow N^{\text{corr}}$
3. $N^{\max} \longrightarrow M^{\text{corr}}$
4. $N^{\min} \longrightarrow M^{\text{corr}}$

V.1. 1. Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000

On considère que les sollicitations maximum (cas le plus défavorable).

N.B : Les efforts de compression donnés par le logiciel SAP2000 sont précédés d'un signe négatif (-) et les efforts de traction d'un signe positif (car l'axe Z dans le programme est dirigé vers le haut).

V.1. 1.1. Effort normal max :

Tableau V.1. Sollicitations de calcul pour le cas de charge N^{\max} M_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	combinaisons	N^{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
RDC+mezzanine	75×75	ELU	-4436,888	-70,5239
1+2+3+4	65×65	ELU	-3415,44	102,8814
5+6+7	55×55	ELU	-1451,206	87,4621

V.1. 1.2.Effort normal min:

Tableau V.2.Sollicitations de calcul pour le cas de charge N^{min} M_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	combinaisons	N^{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)
RDC+mezzanine	75×75	0.8G+Ey	-139,816	40,1936
1+2+3+4	65×65	0.8G+Ey	-104,56	120,7798
5+6+7	55×55	0.8G+Ey	-32,517	16,9482

V.1. 1.3.Moment fléchissant max :

Tableau V.3.Sollicitations de calcul pour le cas de charge M^{max} N_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	combinaisons	M^{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)
RDC+mezzanine	75×75	G+Q+Ex	230,4143	-2186,843
1+2+3+4	65×65	ELU	185,0322	-1664,848
5+6+7	55×55	ELU	167,4191	-649,078

V.1. 1.4.Moment fléchissant min :

Tableau V.4.Sollicitations de calcul pour le cas de charge M^{min} N_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	combinaisons	M^{min} (KN.m)	N_{corr} (KN)
RDC+mezzanine	75×75	G+Q-Ey	188.7135	-61.018
1+2+3+4	65×65	G+Q+Ey	188.493	-381.101
5+6+7	55×55	G+Q+Ey	226.69	-284.995

V.1. 2.Ferraillage

Le RPA 99/version 2003 exige les conditions suivantes pour le ferraillage des poteaux :

Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de 0,9% en zone III ;
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de 50 en zone III ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{iV_u}{h_1 f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

i : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1.RPA99/2003); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- dans la zone nodale : t = 10 cm. en zone III
- dans la zone courante : t = Min (b/2, h/2, 10 φ₁) en zone III

où φ₁ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.1. 2.1.Ferraillage longitudinal

Les résultats de ferraillage sont donnés dans les tableaux qui suivent en utilisant le programme JUBA.

Effort normal max :

Tableau V.5.Résultats du ferraillage avec la sollicitation N^{max} M_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	As(cm ²)	illage avec $\frac{A_s(cm^2)}{B(cm^2)}$	sollicitation	ACNF $\left(\frac{N_{max} + M_{corr}}{cm^2}\right)$	$\frac{A_s}{B} \left(\frac{cm^2}{cm^2}\right)$
RDC+mezzanine	75×75	0	0	SEC	6.11	50.625
1+2+3+4	65×65	0	0	SEC	4.59	38.025
5+6+7	55×55	0	0	SEC	3.28	27.225

Effort normal min:

Tableau V.6.Résultats du ferraillage avec la sollicitation N^{min} M_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	As(cm ²)	illage avec $\frac{A_s(cm^2)}{B(cm^2)}$	sollicitation	ACNF $\left(\frac{N_{min} + M_{corr}}{cm^2}\right)$	$\frac{A_s}{B} \left(\frac{cm^2}{cm^2}\right)$
RDC+mezzanine	75×75	0	0	SEC	6.11	50.625
1+2+3+4	65×65	3,29	0	SPC	4.59	38.025
5+6+7	55×55	0.36	0	SPC	3.28	27.225

Moment fléchissant max :

Tableau V.7.Résultats du ferraillage avec la sollicitation M^{max} N_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	As(cm ²)	Age avec As(cm ²)	sollicitation	AcNF (cm ²)	ARPA (cm ²)
RDC+mezzanine	75×75	0	0	SEC	6.11	50.625
1+2+3+4	65×65	0	0	SEC	4.59	38.025
5+6+7	55×55	0.97	0	SPC	3.28	27.225

Moment fléchissant min :

Tableau V.8.Résultats du ferraillage avec la sollicitation M^{min} N_{corr}

Niveaux	B (cm ²)	As(cm ²)	Age avec As(cm ²)	sollicitation	AcNF (cm ²)	ARPA (cm ²)
RDC+mezzanine	75×75	5.45	0	SPC	6.11	50.625
1+2+3+4	65×65	2.82	0	SPC	4.59	38.025
5+6+7	55×55	7.41	0	SPC	3.28	27.225

Tableau V.9.Choix des armatures longitudinales des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	ARPA As min (cm ²)	s longitud		Choix des barres	As (cm ²)
				(zone courante)	(zone recouvrement)		
RDC+mezzanine	75×75	5.45	50.625	225	337.5	4T25+12T20	57.33
1+2+3+4	65×65	3.29	38.025	169	253.5	4T16+12T20	45.74
5+6+7	55×55	7.41	27.225	121	181.5	16T16	32.17

V.1. 2.2. Vérification des armatures longitudinales :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : [7]

$$u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{-BAEL}{u} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa \right\} = 3.33MPa \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{-RPA}{bu} = f_d f_{c28}$$

Avec :

$$d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{Et} \quad \lambda = \frac{L_f}{a} ; L = 0.7L_0$$

Tableau V.10.Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Section (cm ²)	Vu(KN)	$\frac{Vu}{b \cdot d}$ (MPa)	λ_g	ρ^d	f_{td} (MPa)	$\frac{Vu}{b \cdot d \cdot f_{td}}$ (MPa)	vérification
RDC+ mezzanine	75×75	65,561	0.129	3.49	0.04	1	3.33	Ok
1+2+3+4	65×65	64,996	0.170	3.47	0.04	1	3.33	Ok
5+6+7	55×55	57,905	0.212	4.11	0.04	1	3.33	ok

V.1. 2.3.Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de 50 en zone III ;

- HA16.....Lr =80cm
- HA20.....Lr =100cm
- HA25.....Lr =125cm

V.1. 2.4.ferraillages transversales :

$$A_t = \frac{Vu}{h_1 f_e} t$$

t : est l'espaceur des armatures transversales:

- dans la zone nodale : t = 10 cm on choisit t=10cm ;
- dans la zone courante : t' = Min (b/2, h/2, 10 φ) =10 φ =16cm ; on choisie t'=15cm ;

où φ =16mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale At/t.b1 en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g < 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

Tableau V.11.Calcul des armatures transversales

Niveaux	Section (cm ²)	Vu (KN)	λ_g	ρ^d	h ₁ =b (cm)	f _e (MPa)	At (cm ²)		$\frac{A_t}{t \cdot b}$ (%)	
							Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC+mezzanie	75×75	65,561	3.49	3.75	75	400	0.81	1.22	4.125	6.1875
1+2+3+4	65×65	64,996	3.47	3.75	65	400	0.93	1.4	2.925	4.387
5+6+7	55×55	57,905	4.11	3.75	55	400	0.98	1.48	2.2	3.3

Tableau V.12.Choix des armatures transversales

Niveaux	Section (cm ²)	RPA (2013)		choix		RPA (2013)	
		Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC+mezzanie	75×75	4.125	6.1875	8T10	8T10	6.28	6.28
1+2+3+4	65×65	2.925	4.387	8T10	8T10	6.28	6.26
5+6+7	55×55	2.2	3.3	8T8	8TA8	4.02	4.02

V.1. 2.5.Ferraillage des poteaux du sous-sol :

Un poteau est réputé centré si le centre de gravité des armatures longitudinales coïncide avec celui de la pièce et avec le point d'application de l'effort normal de compression. Il n'y a donc pas théoriquement de moment fléchissant qui pourrait être engendré soit par excentrement de

l'effort normal, soit par une autre action (séisme, poussée de terres, ...).

Du point de vue réglementation, nous pourrions considérer qu'un poteau est soumis à une compression centrée lorsque l'effort normal de compression est très légèrement excentré.

Donc les poteaux du sous-sol seront calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A = \left(\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [7]$$

Br : Section réduite du poteau considéré (Br=(a-2)(b-2)) cm²

: Coefficient dépendant de l'élancement.

$$= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$= 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$- \lambda = \frac{L_f}{i}$$

- Lf : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

- B : Section du poteau (B=a × b).

- Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

- La longueur de flambement Lf=0,7l0.

Calcul de l'effort normal

- Poids revenant au poteau du SS1 :

Poids revenant au poteau du niveau RDC	$G_{RDC} = 4436.888\text{KN}$
Poids du plancher sous sol	$G \times S = 5.56 \times 14.485 = 80.536\text{kN}$
Poids de la poutre principale (0.3 × 0.45 × 25).	$G \times l = 5.56 \times 15.2 = 17.55\text{kN}$
Poids de la poutre secondaire (0.3 × 0.40 × 25)	$G \times l = 5.56 \times 17 = 14.1\text{kN}$
Poids du poteau (0.75 × 0.75 × 25)	$G \times h = 14.0625 \times 3.23 = 45.42\text{kN}$
	$G_{SS1} = 4594.494\text{KN}$

- Poids revenant au poteau du SS2 :

Poids revenant au poteau du niveau SS1	$G_{SS1} = 4594.494\text{KN}$
Poids du plancher sous sol	$G \times S = 5.56 \times 14.485 = 80.536\text{kN}$
Poids de la poutre principale (0.3 × 0.45 × 25)	$G \times l = 5.56 \times 15.2 = 17.55\text{kN}$
Poids de la poutre secondaire (0.3 × 0.40 × 25)	$G \times l = 5.56 \times 17 = 14.1\text{kN}$
Poids du poteau (0.75 × 0.75 × 25)	$G \times h = 14.0625 \times 3.23 = 45.42\text{kN}$
	$G_{SS2} = 4752.1\text{KN}$

- $i = 21.65\text{cm}$

- $\lambda = 10.44$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.835$

- $Br = (75 - 2)^2 = 5329\text{cm}^2$

- $As = \left(\frac{4752.1 \times 10^3}{0.835} - \frac{5329 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \times \frac{1.15}{400} = -120.09\text{cm}^2 < 0$

Conclusion

$As < A_{s\min}^{RPA} = 50.625\text{cm}^2$ donc on adopte le même ferraillage que le RDC et mezzanine 4HA25+12T20 $As = 57.33\text{cm}^2$ pour tous les poteaux de sous sols1, et sous sols 2 de section (75x75)cm².

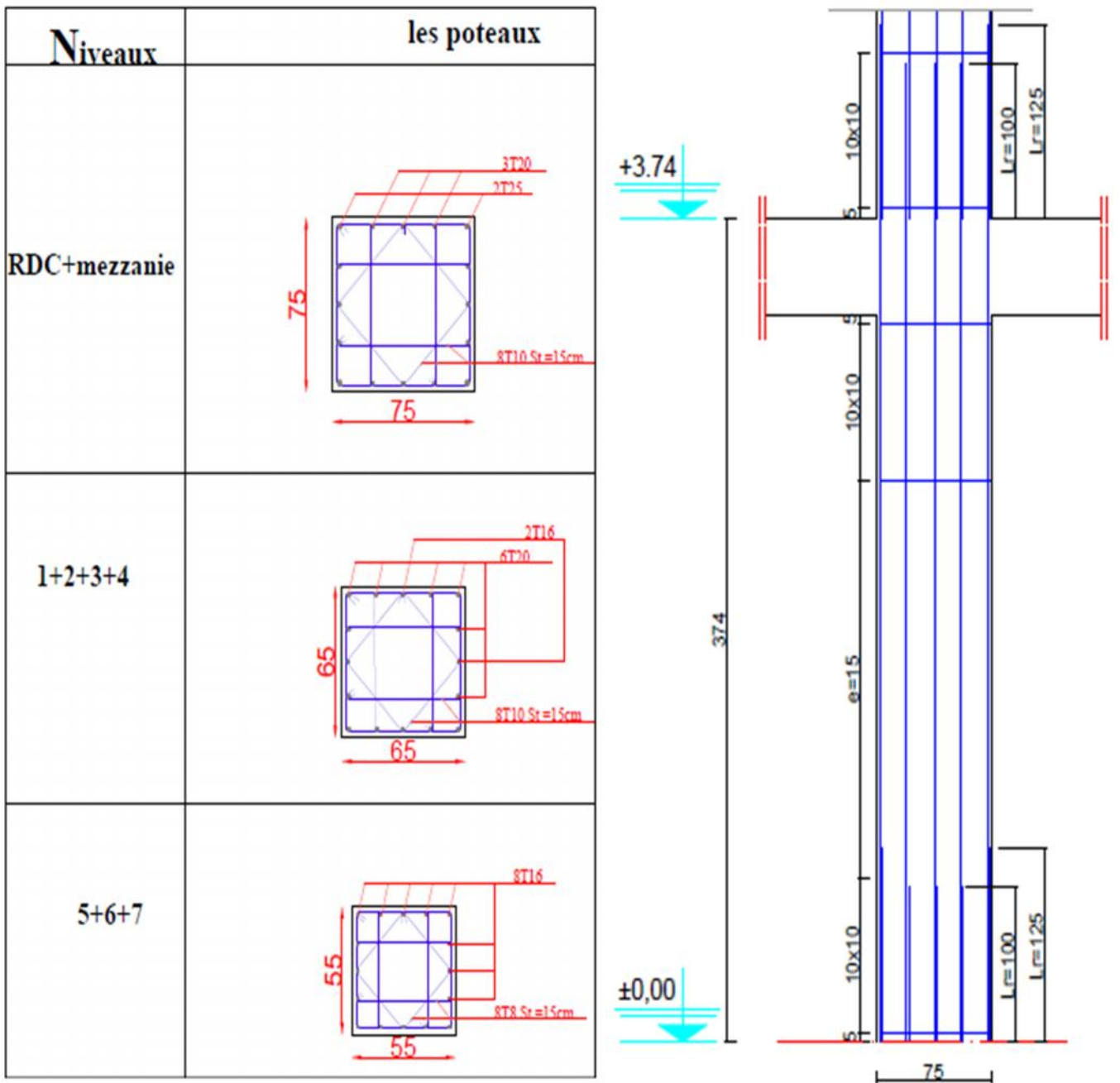


Fig. V.1. Ferraillage des poteaux

V.2. Les poutres :

Les poutres seront calculées à la flexion simple, en fissuration peu préjudiciable le ferraillage doit respecter les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99/2003, sous les combinaisons ci-dessous.

$$\text{BAEL91 : Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (E.LU)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \end{array} \right.$$

$$\text{RPA99/2003 : Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.1. Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000

Tableau V.13. Sollicitations de calcul pour les poutres principales et secondaires

Type de poutre	Niveaux	combinaison		En travée	En appuis
		En travée	En appuis	M (KN.m)	M (KN.m)
Poutre principale (30x45)	terrasse	ELU	ELU	138.921	-272.672
	étage courant	ELU	ELU	161.855	-299.07
	mezzanine	ELU	ELU	85.3167	-175.5048
Poutre principale (30x50)	mezzanine	ELU	ELU	94.1189	-193.2938
Poutre secondaire (30x40)	terrasse	G+Q+Ex	G+Q-Ex	143.8871	-133.6221
	étage courant	G+Q+Ex	ELU	146.9862	-207.8041
	mezzanine	G+Q+Ex	ELU	106.855	-260.5133

V.2. 2.Ferraillage des poutres

Le ferraillage est calculé en utilisant le programme JUBA.

L'RPA 99/version 2003 exige les conditions suivantes pour le ferraillage des poutres :

Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante ;
- ✓ 6% en zone de recouvrement ;

La longueur minimale de recouvrement est de 50 en zone III ;

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$;

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12)$

-En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2. 2.1.Ferraillage longitudinal

NB :

N : Niveaux

T : terrasse

Ec : étage courant

Mz : mezzanine

Tableau V.14.Choix des armatures longitudinales pour les poutres (PP et PS).

Type	N	$A_{s\ min}^{gpa}$ (cm ²)	En travée				En appuis			
			A_s (cm ²)	Choix	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ max}^{gpa}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ max}^{gpa}$ (cm ²)
Poutre principale (30x45)	T	6.75	9.67	6T16	12.06	54	22.71	6T20+2T16	22.86	81
	E	6.75	11.77	6T16	12.06	54	24.65	6T20+3T16	24.88	81
	M	6.75	5.67	3T16	6.03	54	13.10	3T16+3T20	15.45	81
Poutre principale (30x50)	M	7.5	5.68	3T16	6.03	60	12.38	3T16+3T20	15.45	90
Poutre secondaire (30x40)	T	6	9.97	5T16	10.05	48	9.14	6T16	12.06	72
	Ec	6	10.24	6T16	12.06	48	19.71	6T20+2T16	22.86	72
	Mz	6	7.14	5T16	10.05	48	24.17	6T20+3T16	24.88	72

V.2. 2.2. Vérification des armatures longitudinales :

Condition de non fragilité

Tableau V.15.Vérification de la condition de non fragilité

Type	section	As CNF (cm ²)	<As
Poutre principale	30x50	1.63	vérifiée
	30x45	1.46	vérifiée
Poutre secondaire	30x40	1.30	vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement[7]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \leq v_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd}$$

Tableau V.16.Vérification des contraintes tangentielles pour les poutres principales et secondaires.

Type	section	Vu(KN)	$\frac{V_u}{bd}$ (MPa)	$\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}$ (MPa)	vérification
Poutre principale	30x50	209.571	1.55	3.33	oui
	30x45	336.911	2.7	3.33	
Poutre secondaire	30x40	152.477	1.41	3.33	oui

V.2. 2.3. Recouvrement des armatures longitudinales :

Lr=50Ø (zone III).

Lr : Longueur de recouvrement.

On a:

- Ø=16mm.....Lr=80cm

- Ø=20mm.....Lr=100cm

V.2. 2.4.Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Appui de rive (Influence sur le béton)[7] :

$$V_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_s}$$

Appuis intermédiaires [7](Influence sur les armatures inférieures)

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$$

Tableau V.17.Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Niveau	Section (cm ²)	Vu(KN)	M _{app} (KN.m)	$\frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_s}$	$V_u + \frac{M_u}{0.9d}$	vérification
Poutre principale	30x50	209.571	-193.2938	1056.52	-267.68	ok
	30x45	336.911	-299.07	950.869	-483.58	ok
Poutre secondaire	30x40	152.477	-260.5133	845.21	-651.57	ok

V.2. 2.5. Ferrillages transversales :

$$A_t = 0.003S_t b$$

St :L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12)=10$ St=10cm
- ✓ En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$ St=20cm.

Tableau V.18. Calcul des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires

Type	Niveaux	$S_t \frac{1}{\text{cm}^2}$		$A_t(\text{cm}^2)$		choix		$A_{t, \text{real}} (\text{cm}^2)$	
		Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
Poutre principale	terrasse	10	20	0.9	1.8	4HA8	4HA8	4.02	
	étage courant								
	mezzanine								
Poutre secondaire	terrasse								
	étage courant								
	mezzanine								

V.2. 2.6. Vérification de la flèche[2] :

La vérification sera faite pour la poutre la plus défavorable

type	h(cm)	B (cm)	L(cm)	Mt (KN.m)	As (cm²)
Poutre principale	45	30	520	161.855	12.06

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

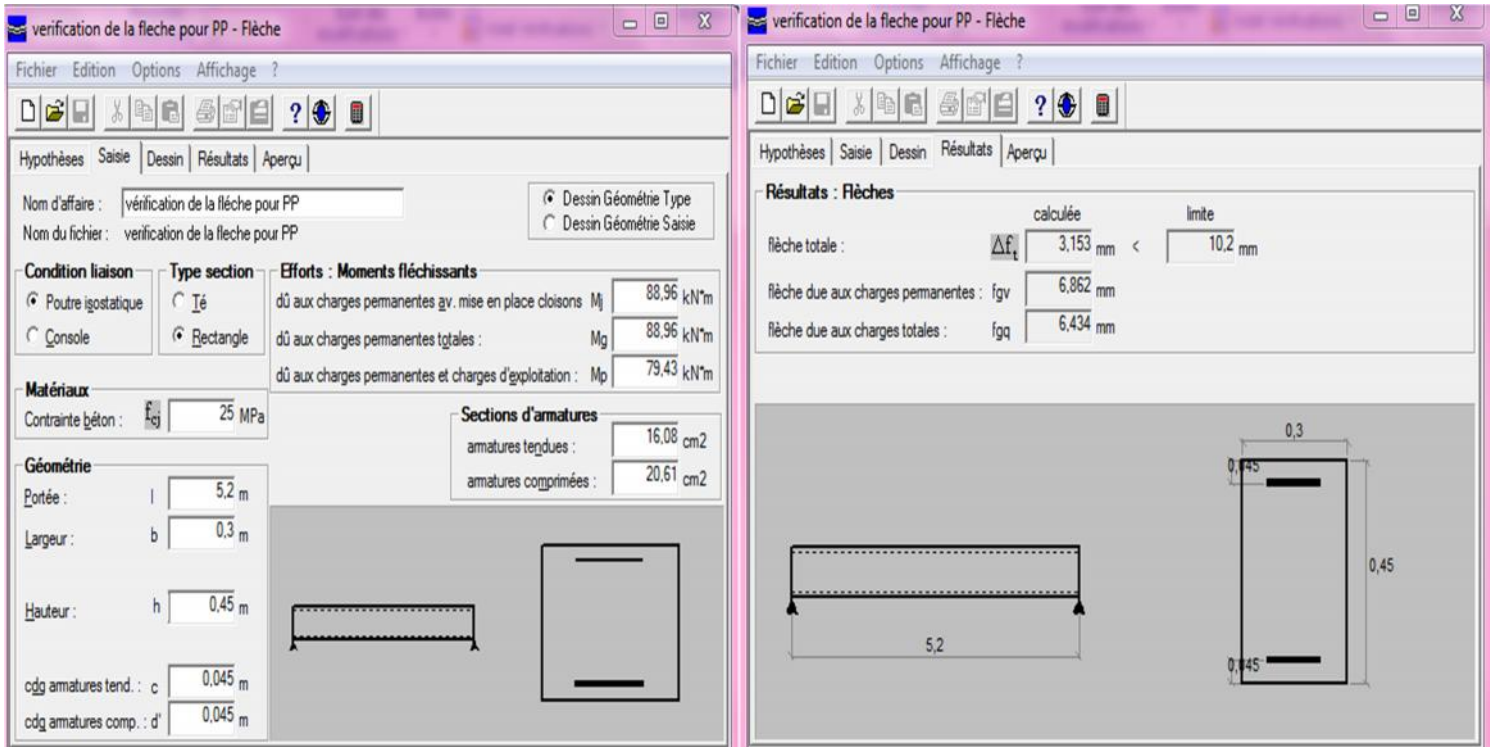
$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{45}{520} = 0.086 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$-\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{1206}{300 \times 405} = 0.00992 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{0.45}{5.2} = 0.086 < 0.1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Remarque : Le calcul de la flèche se fera avec le logiciel **SOCOTEC**.



Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

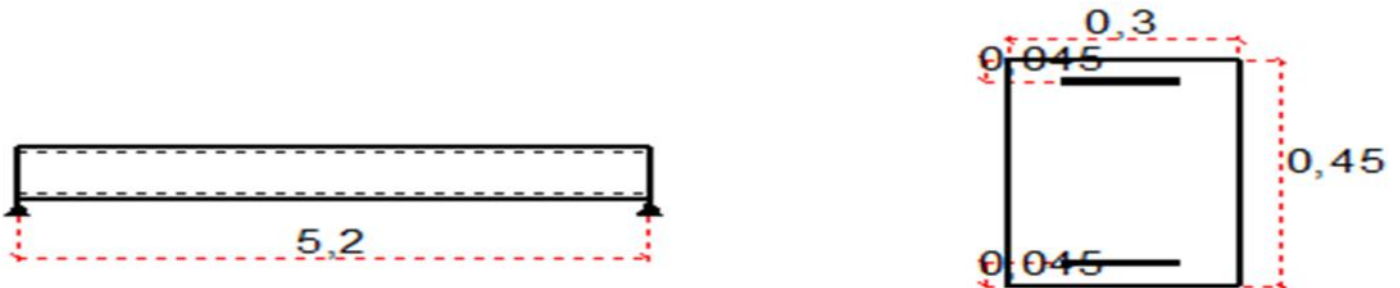
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	5,2 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,45 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,045 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,045 m
Section des armatures tendues :	16,08 cm ²
Section des armatures comprimées :	20,61 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	88,96 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	88,96 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	79,43 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	6,862 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	6,434 mm
Flèche totale :	3,153 mm
Flèche totale admissible :	10,2 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



Niveaux	Poutre principale		Niveaux	Poutre secondaire	
	En travée	En appuis		En travée	En appuis
terrasse + étage courants			terrasse		
mezzanine			Etage courant		
mezzanine			mezzanine		

Fig. V.2. Ferraillage des poutres principales et secondaires

V.4. Les voiles :

La vérification des voiles de contreventement a pour objet de déterminer les ratios d'acier des groupes de voiles de dimensions équivalentes, et travaillant à peu près identiquement au séisme. La vérification des voiles a donc porté sur un ou deux membres représentatifs d'un groupe.

Avant de commencer, nous allons expliciter les combinaisons des actions à utiliser dans les calculs.

Combinaisons des actions

D'une manière générale, on pourra considérer les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{BAEL99 : Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (E.LU)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \end{array} \right.$$

$$\text{RPA99/2003 : Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Vérification

Un voile de contreventement étant soumis au torseur (N,T,M) à sa base, la détermination des sections d'acier consiste à vérifier trois types d'armature : les aciers de flexion reprenant le moment de basculement M (disposé aux extrémités du voile) ; et pour l'effort tranchant T, les tirants horizontaux et verticaux reprenant le cisaillement, et les aciers de glissement.

Ci-dessous se trouve le principe de ferraillage d'un voile de contreventement soumis au torseur (N,T,M), et où :

- A_f : désigne les aciers de flexion, disposés aux extrémités du voile calculé en flexion composé sous N et M ;
- A_t : désigne les tirants horizontaux répartis ;
- A_v : désigne les tirants verticaux répartis, pour reprendre les contraintes de cisaillement.

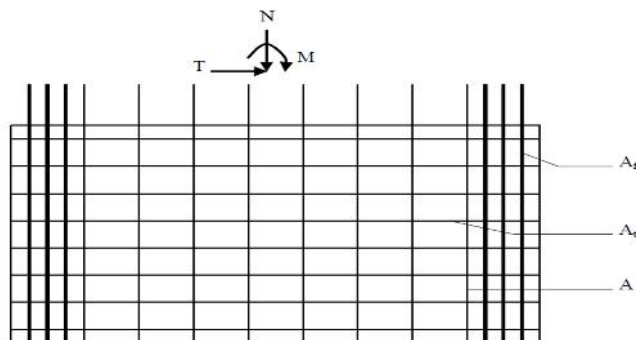


Fig. V. 3.Principe de ferraillage d'un voile de contreventement

a. Détermination des aciers de flexion Af

Pour déterminer les aciers de flexion, on considère une section transversale rectangulaire soumise à de la flexion composée (N,M) donné par l'exploitation des résultats de l'analyse sismique sous logiciel SAP 2000 (Version V14.2.2) . On détermine Af grâce à une feuille de calcul (annexe 3) en entrant les caractéristiques géométriques du voile, et en saisissant les valeurs de N et M. on considère le cas le plus défavorable.

b. Détermination des tirants horizontaux et verticaux At et A

On se réfère pour cela au RPA99/2003 pour la vérification du voile au cisaillement. Nous disposons d'une feuille de calcul Excel permettant de déterminer s'il y a nécessité ou non de mettre en place des tirants horizontaux et verticaux. On établit donc cette procédure pour quelques voiles représentatifs d'un groupe, voire tous, et cela à chaque 4 niveaux.

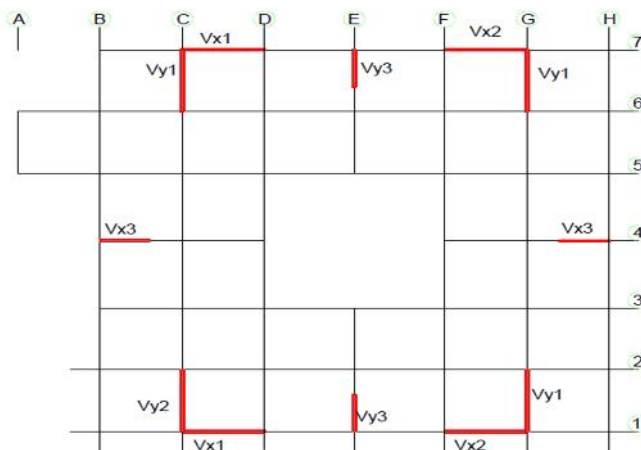


Fig. V.4. Dispositions des voiles

V.4.1.Voiles pleins et trumeaux

Les voiles seront ferraillés avec la méthode des bandes (méthode des contraintes voir annexe 3) tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/2003). La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N. M) pour des bandes de largeur d. Si les charges varient le long d'un mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour effort normal N la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande est alors choisie en sorte que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \hat{l}\right) \dots [6]$$

Avec :

h_e : hauteur libre du voile

l : longueur de la zone soumise à des contraintes de compression.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

Tableau V.19.les sollicitations de calculs

Voiles	niveau	N(KN)	M(KN.m)	L(m)	$\bar{\sigma}_{max}$ (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{min}$ (KN/m ²)
V _{X3}	RDC	2945.16	7077.8635	3.375	23558.11	-17867
	Etage1	2014.612	3299.2419	3.325	12198.36	-7696.44
	Etage5	1041.572	1121.0496	3.275	4797.48	-2170.56
V _{Y1}	RDC	47.797	23303.8966	5.75	23533.42	-23456.16
	Etage1	-68.13	13719.64	5.65	14274.48	-14377.5
	Etage5	498.885	2442.57	5.55	3058.118	-2228.406
V _{X1}	RDC	-926.7	-24207.84	5.75	23657.29	-25155
	Etage1	-573.018	-15155.84	5.65	15392.38	-16258.95
	Etage5	201.202	-3081.02	5.55	3501.48	-3166.85
V _{Y2}	RDC	-89.215	21062.79	5.75	21174.33	-21296.3
	Etage1	114.904	10287.19	5.65	10828.73	-10655
	Etage5	419.772	2564.2938	5.55	3125.053	-2425.92

Tableau V.20.Ferraillage vertical des voiles

voiles	niveau	$\frac{V_{comp}}{A_{voile}} (cm^2)$	Choix	$A_{cuel} (cm^2)$	bande	d(m)	$A_{ped} (cm^2)$	choix	$A_{cuel} (cm^2)$	
V _{x3}	RDC	6.91	2x4T12	9.05	1	0.75	44.77	8T20+4T25	44.77	
					2	0.71	13.075	2x4T16	16.08	
	Etage1	7.339	2x4T12	9.05	1	0.65	16.82	2x6T14	18.47	
					2	0.64	6.01	4T14	6.16	
	Etage5	8.11	2x4T12	9.05	1	0.55	5.02	12T12	13.57	
					2	0.47	4.44	4T12	4.52	
V _{y1}	RDC	10.36	2x5T12	11.31	1	0.75	68.73	16T20+4T25	69.91	
					2	0.5	34.34	2x6T20	367.7	
					3	0.81	36.15	2x9T16	36.19	
					4	0.81	12.06	2x3T16	12.06	
	Etage1	10.13	2x5T12	11.31	1	0.65	37.23	20T16	40.21	
					2	1	38.46	2x10T16	40.21	
					3	1.19	16.02	2x4T16	16.08	
	Etage5	11.55	2x6T12	13.57	1	0.55	5.2	8T12	9.05	
					2	1	9.45	2x4T14	12.32	
					3	0.79	7.46	2x3T14	9.24	
	V _{x1}	RDC	10.03	2x5T12	11.31	1	0.75	74.1	16T25	78.54
						2	0.5	37.5	2x6T20	37.7
3						0.71	36.84	2x10T16	40.21	
4						1	19.22	2x7T14	21.55	
Etage1		9.89	2x5T12	11.31	1	0.65	42.23	16T20	50.27	
					2	1	40	2x10T16	40.21	
					3	1.25	19.75	2x5T16	20.11	
Etage5		10.49	2x5T12	11.31	1	0.55	7.02	16T14	24.63	
					2	1	9.45	2x4T14	12.32	
					3	1.09	10.33	2x4T14	12.32	
V _{y2}		RDC	10.14	2x5T12	11.31	1	0.75	62.53	20T20	62.83
						2	0.5	31.3	2x8T16	32.17
	3					0.815	33.2	2x9T16	36.19	
	4					0.815	11.13	2x4T14	12.32	
	Etage1	10.25	2x5T12	11.31	1	0.65	27.55	20T14	30.79	
					2	1	28.27	2x8T16	32.17	
					3	1.15	11.36	2x3 T16	12.06	
	Etage5	11.24	2x5T12	11.31	1	0.55	5.32	20T12	22.62	
					2	1	9.45	2x4T14	12.32	
					3	0.88	8.32	2x3T14	9.24	

Vérification de la contrainte de cisaillement [6]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq v = 0.2f_{c28}$$

Avec

$\bar{V} : 1.4V;$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile (18cm)

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

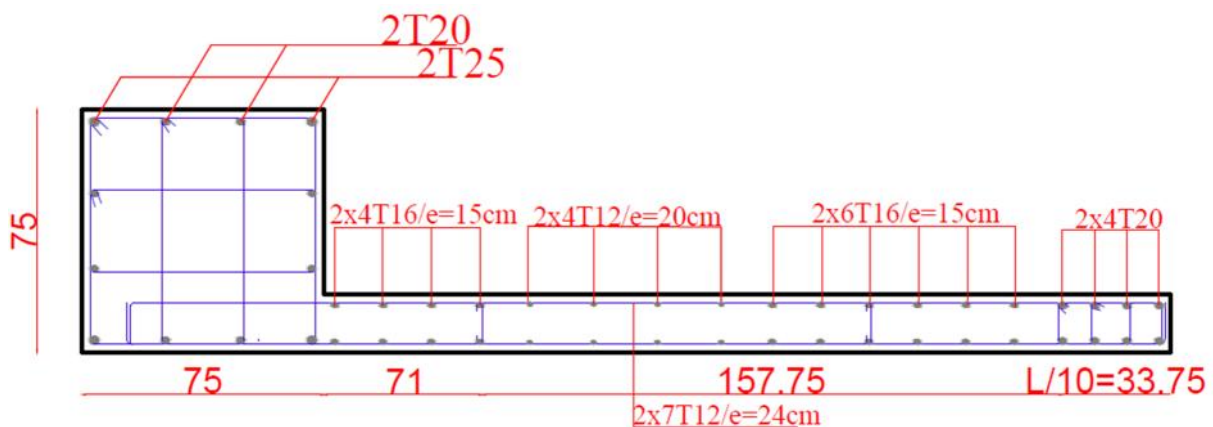
Tableau V.21. Vérification des contraintes tangentielles pour les voiles

voiles	V(KN)	h(m)	$\frac{\bar{V}}{b \cdot d}$ (Pa)	$\frac{\bar{V}}{b \cdot d}$ (Pa)	vérification	
V _{X3}	635.8	3.375	890.18	1.628	5	OK
V _{Y1}	355.8	5.75	498.12	0.53	5	OK
V _{X1}	1952.385	5.65	2733.33	2.98	5	OK
V _{Y2}	1692.40	5.75	2369.36	2.543	5	OK

Armature transversale :

Tableau V.22. Ferrillages transversales des voiles

voiles	niveau	$\frac{A_{s,trans}}{b \cdot h}$ (cm ²)	choix	$A_{s,trans}$ (cm ²)	Espacement (cm)
V _{X3}	RDC	15.53	14T12	15.83	24
	Etage1	13.43	12T12	13.57	24
	Etage5	11.9	12T12	13.57	24
V _{Y1}	RDC	19.91	18T12	20.36	18
	Etage1	19.88	18T12	20.36	18
	Etage5	18.04	16T12	18.1	17.2
V _{X1}	RDC	18.56	18T12	20.36	18
	Etage1	19.8	18T12	20.36	18
	Etage5	18	16T12	18.1	17.2
V _{Y2}	RDC	21.9	20T12	22.62	17.2
	Etage1	19.8	18T12	20.36	18
	Etage5	18	16T12	18.1	17.2



voile V_{X3} de RDC

Fig. V. 5. Ferrailage du voile V_{X3} RDC

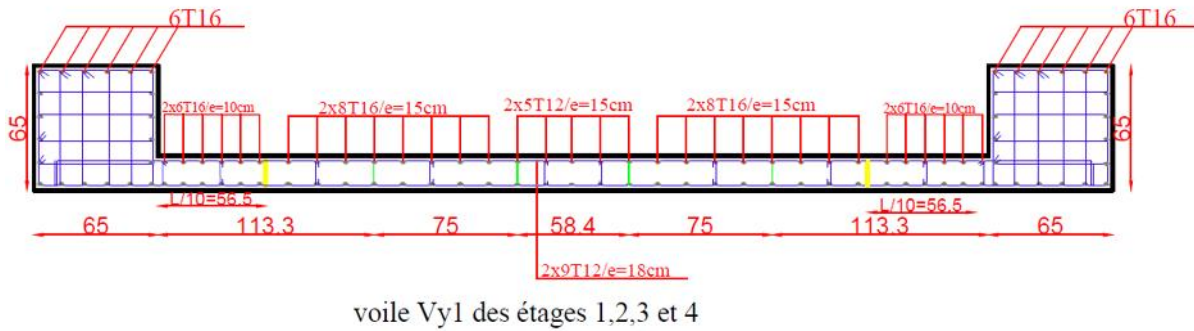


Fig. V. 6. Ferraillage du voile Vy1 étages 1,2,3 et 4

V.4.2.Ferraillage des linteaux

Les voiles Vx1 et Vy2 sont des voiles avec ouvertures (fenêtres et portes) dont on calculera leur ferraillage des linteaux.

V.4.2.1.linteaux sur fenêtres[6]

Exemple Vx1 mezzanine

Sollicitations

$V_{max}=1576.611$ KN

$\bar{V} =2207.25$ KN

$M=1247.0469$

Contrainte de cisaillement dans les linteaux :

$$b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq 0.06 f_{c28}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute

$b = \frac{2207.25 \times 10^3}{180 \times 0.9 \times 2320} = 5.8$ MPa $> 1.5Mfa \Rightarrow$ Dans ce cas les armatures diagonales sont obligatoires (Art 7.7.3.RPA2003/99).

Calcul des armatures diagonales :

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$V = V^{cal}$ (sans majoration)

$$\text{tg} = \frac{h - 2d}{L} = 54.82^\circ$$

Avec :

- $h = 2.32$ m : hauteur du linteau.
- $d' = 2.5$ cm : distance d'enrobage.
- $L = 1.6$ m : longueur du linteau.

$$A_D = = \frac{1576.611 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(54.82)} = 24.11 \text{ cm}^2$$

. Choix : $A_D = 24.11 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures de diagonale :
 $2 \times 4T20 = 25.13 \text{ cm}^2$ esp = 10cm.

Armatures longitudinales :

$$(A_L, \hat{A}_L) \geq 0,0015.b.h$$

$$A_L = \hat{A}_L \geq 0.15\% \times e \times L = 4.32 \text{ cm}^2$$

. Choix : $A_L = \hat{A}_L = 4.32 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures longitudinaux :
 $4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \geq 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_t = 0.25\% \times e \times St$$

L'espacement: $St \quad h/4 = 58 \text{ cm}$

$$A_t = 2.61 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_t = 2.61 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures transversales :
 $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un esp de 20cm.

Armatures de peau (de répartition) :

$$A_c = 0.2\% \times e \times h = 8.352 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_c = 8.352 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures de peau : $6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

V.4.2.2.linteaux sur portes : [6]

Exemple Vx1 RDC

Sollicitations :

RPA99/2003 exige que, les linteaux seront calculés en flexion simple sous la combinaison G+Q+E.

Les sollicitations maximales de linteau Vx1 sont :

$$M = 900.55 \text{ KN.m}$$

$$V = 1104.997 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 1546.995 \text{ KN}$$

Contrainte de cisaillement dans les linteaux

$$b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq 0.06 f_{c28}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

$b = \frac{1546.995 \times 10^3}{180 \times 0.9 \times 1490} = 6.4 \text{ MP} > 1.5 \text{ MP}$ Dans ce cas les armatures diagonales sont obligatoires (Art 7.7.3.RPA2003/99).

Calcul des armatures diagonales :

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$V = V^{cal}$ (sans majoration)

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{L} \rightarrow \alpha = 42.47^\circ$$

Avec :

- $h = 1.49 \text{ m}$: hauteur du linteau.
- $d' = 2.5 \text{ cm}$: distance d'enrobage.
- $L = 1.6 \text{ m}$: longueur du linteau.

$$A_D = \frac{1104.997 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(42.47)} = 20.45 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_D = 20.45 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures de diagonale : $2 \times 4 \text{ T}20 = 25.13 \text{ cm}^2$ esp = 10cm.

Armatures longitudinales :

$$(A_L, \hat{A}_L) \geq 0,0015.b.h$$

$$A_L ; \hat{A}_L \geq 0.15\% \times e \times L = 4.32 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_L ; \hat{A}_L = 4.32 \text{ cm}^2$ donc on adopte pour les armatures longitudinaux : $4 \text{ T}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Pour $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$ $A_t = 0.25\% \times e \times St$

L'espacement : $St = h/4 = 36.5 \text{ cm}$

$$A_t = 1.642 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_t=1.642\text{cm}^2$ donc on adopte pour les armatures transversales : $3\text{T}10=2.36\text{cm}^2$ avec un esp de 20cm.

Armatures de peau (de répartition) :

$A_c = 0.2\% \times e \times h = 5.36 \text{ cm}^2$

- Choix : $A_c=5.36\text{cm}^2$ donc on adopte pour les armatures de peau : $4\text{HA}14=6.16\text{cm}^2$.

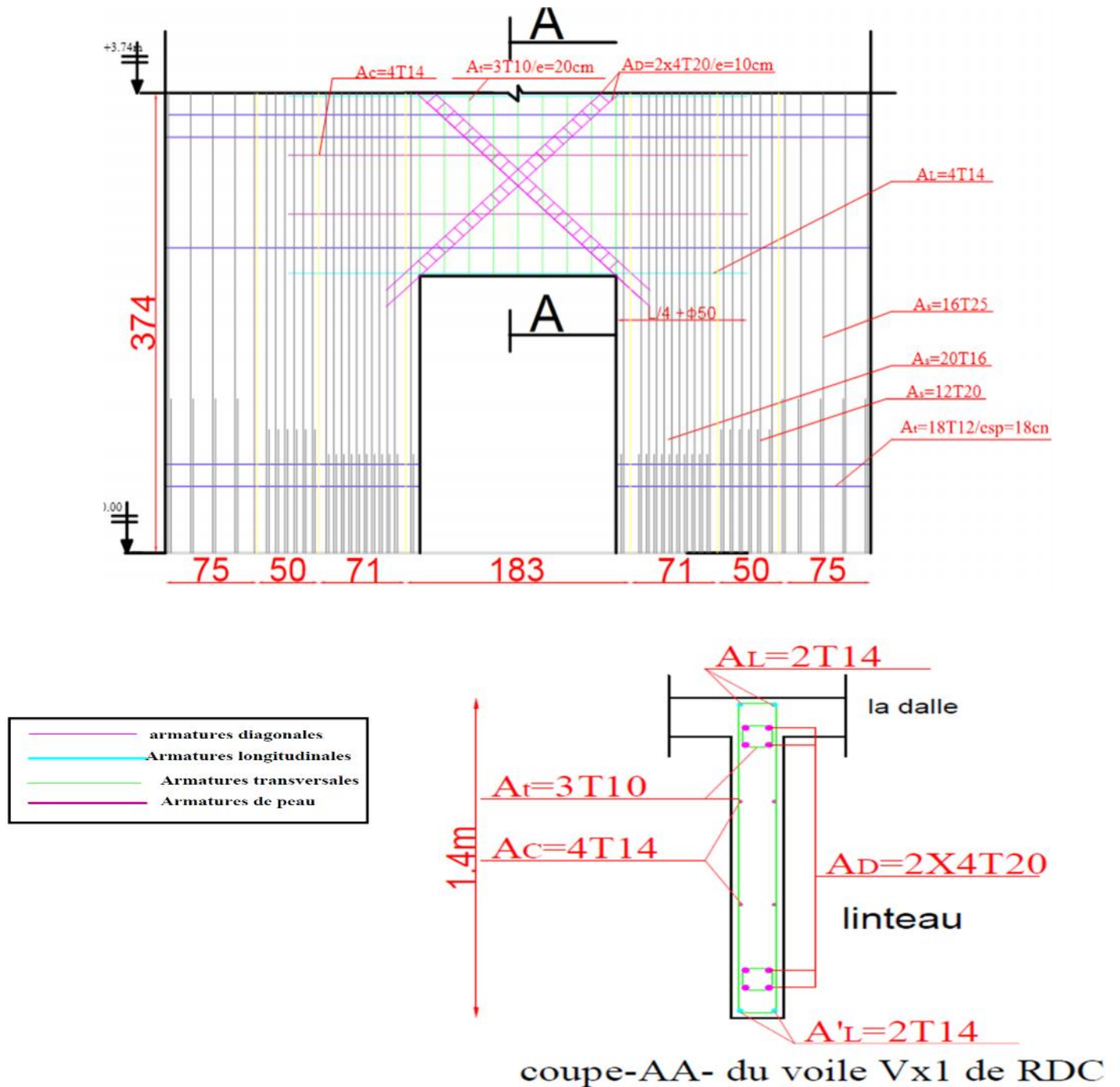


Fig. V. 7. Ferraillage du voile Vx1 RDC.

CHAPITRE VI

ETUDE THERMIQUE

CHAPITRE VI-ETUDE THERMIQUE

VI .1.introduction :

Dans les calculs relatifs aux “constructions courants” et aux “constructions industrielles“, on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris ente joints distants au maximum de :

- 30m dans les Wilayas côtières (TIPASA)[2].

Dans notre cas les sollicitations prisent en considération sont les charges dues aux déformations imposé par ces vérifications de la température.

Ces dimensions sont de type uniforme par contre les sollicitations dues aux charges de gradient thermique ne sont pas prise en compte car celle ci font pour l'objet approfondie (les grandes ouvrages tells que les ponts).

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres, ces efforts normaux seront de traction dans les cas de la dilatation (température élevé) et de la compression dans le cas d'un raccourcissement (le froid).

Par conséquent les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Pour notre cas on va traiter la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable au béton.

Coefficient de dilatation du béton armé est égale à 10^{-5} d'après [2].

$$\text{Les dimensions} \left\{ \begin{array}{l} L_x=36\text{m} \\ L_y=33\text{m} \end{array} \right.$$

Les températures à utilisé dans notre calcul sont de 3 types :

1. Température de réalisation : (généralement comprise entre 10^0 et 25^0 d'après[2].

$$T_{\text{réali}} = \frac{10 + 25}{2} \cong 18\text{C}^0$$

2. Température extérieure: $T_{\text{ext}}=35\text{C}^0$ et -15C^0 (Algérie nord d'après[2].
Dans notre cas on ne considère pas le raccourcissement qui est favorable on prendre uniquement $T_{\text{ext}}=35^0$.
3. Température de Bloc : température ambiante à l'intérieur de l'hôtel d'ordre 15C^0 .

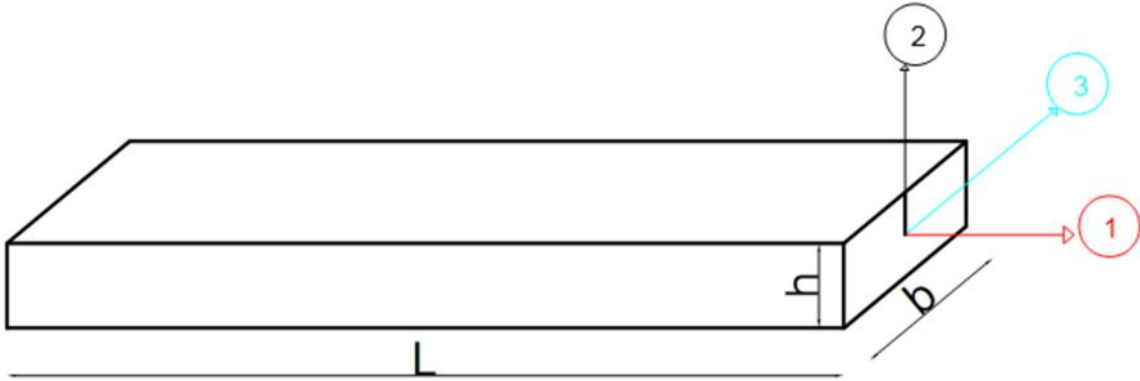
VI .2.Types de chargements de la Température :

La température agit suivant les 3 axes principaux d'inertie si on prendre par exemple un élément barre (frame) :

L'axe 1 agit dans le sens de longueur de l'élément.

L'axe 2 verticalement ver le haut (2 1).

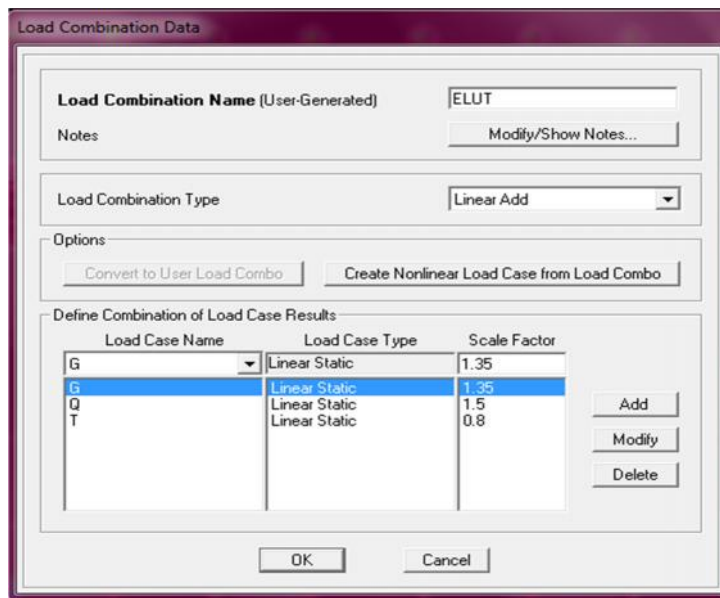
L'axe 3 perpendiculaire au plant 1 et 2.



NOTE :

Combinaison d'action à considérer ELUT (1.35G+1.5Q+0.8T.)[2], si on travail en fissuration préjudiciable la combinaison s'écrit :

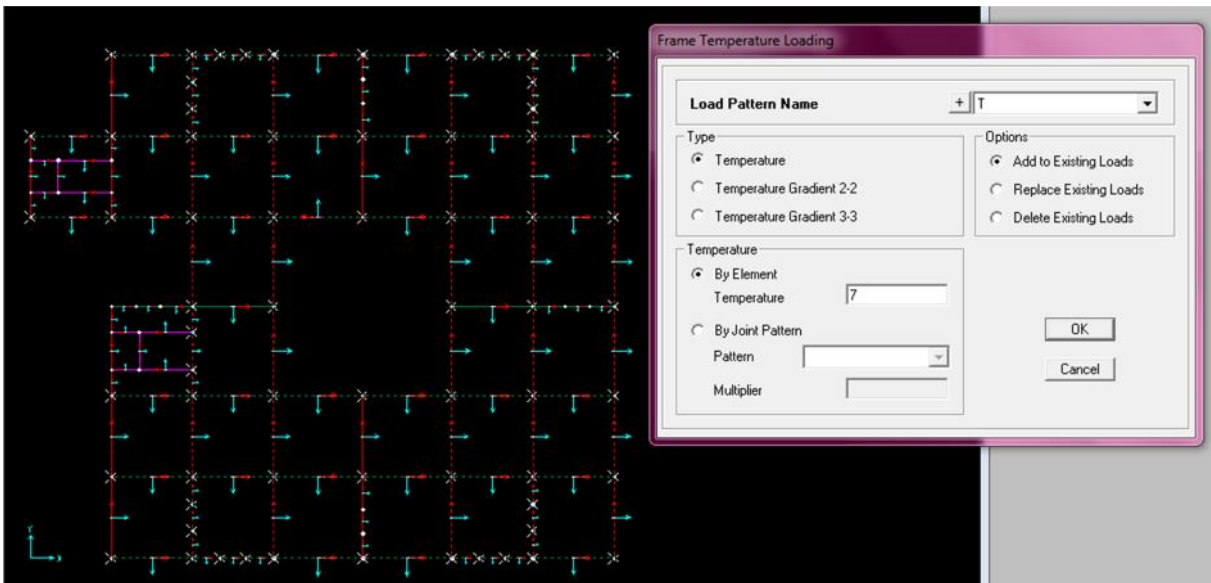
ELST :G+Q+0.6T.



VI .3.Calcul de l'effet de température et introduction de leurs valeurs dans le Sap2000:

1. **type 1** : Suivent l'axe 1

$$T_1 = \left(\frac{T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}}{2} \right) - T_{\text{réalisation}} = \left(\frac{35 - 15}{2} \right) - 18 = 7C^0$$



2. **type 2** : Suivent l'axe 2

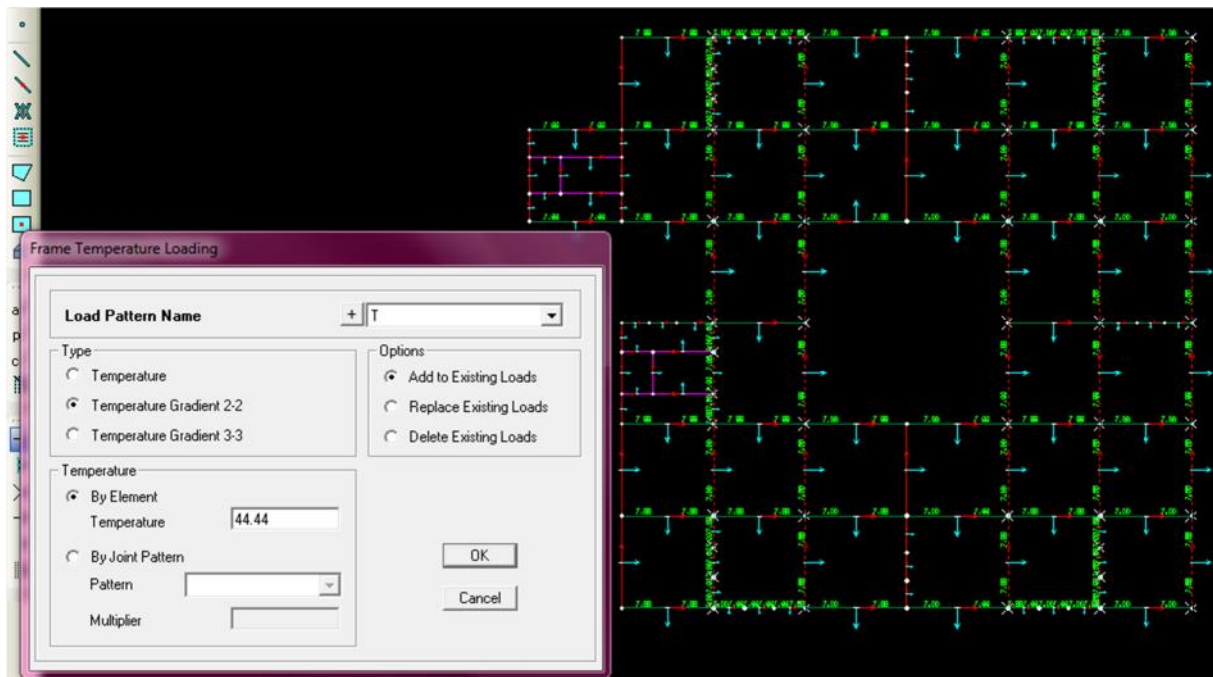
$$T_2 = \frac{\Delta T}{h}$$

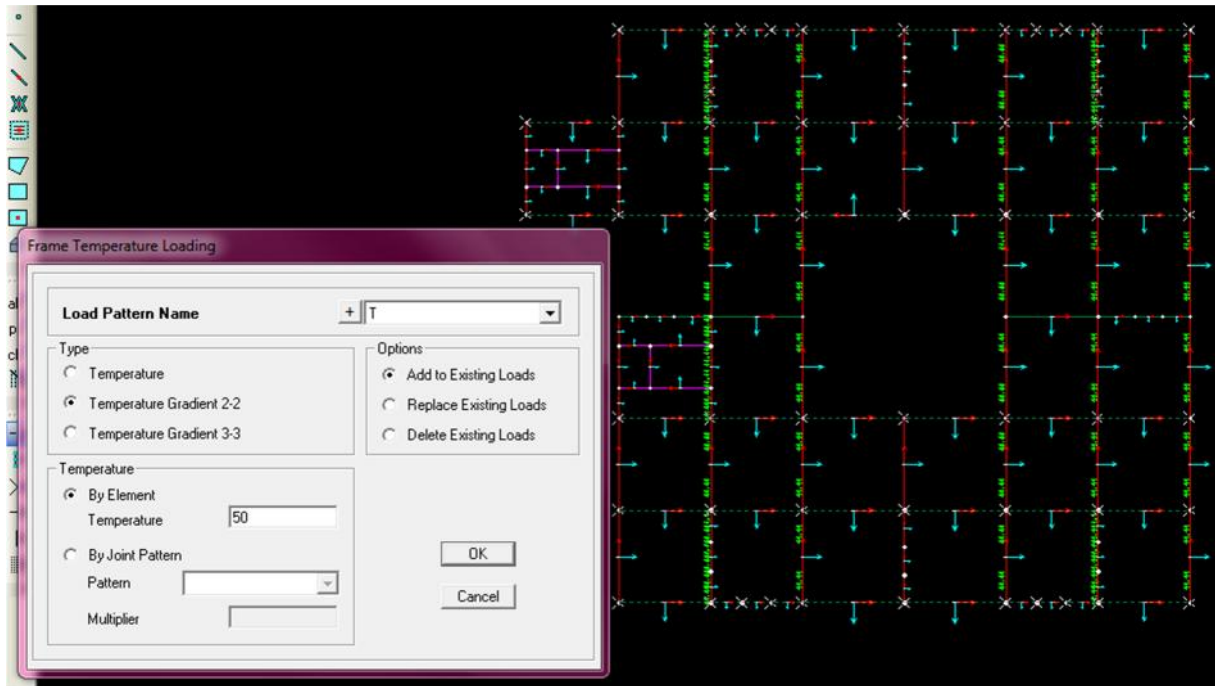
H : hauteur de la poutre

$$T = T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}$$

$$\text{Poutre principale : } T_2 = \frac{35-15}{0.45} = 44.44^\circ\text{C}$$

$$\text{Poutre secondaire : } T_2 = \frac{35-15}{0.40} = 50^\circ\text{C}$$





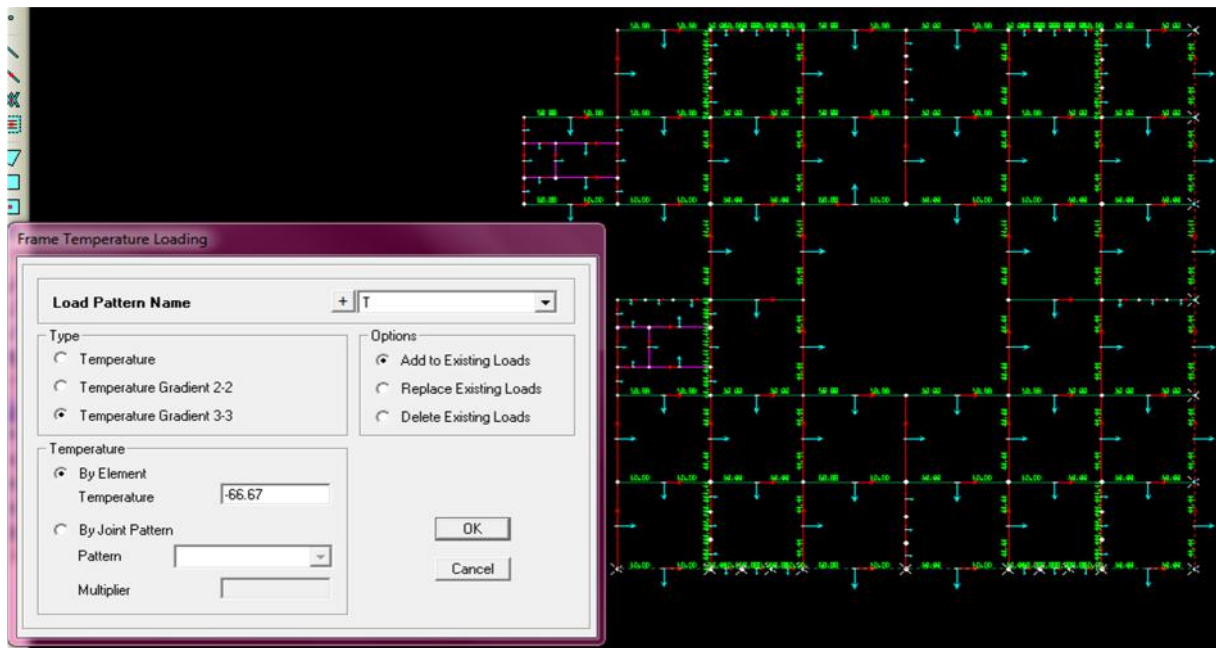
3. **type 3:** Suivent l'axe 3

$$T_3 = \frac{\Delta T}{b}$$

b : largeur de la poutre

Intérieure extérieure : $T_3 = \frac{15-35}{0.3} = -66.66^\circ\text{C}$

Extérieure intérieure : $T_3 = \frac{35-15}{0.3} = 66.66^\circ\text{C}$



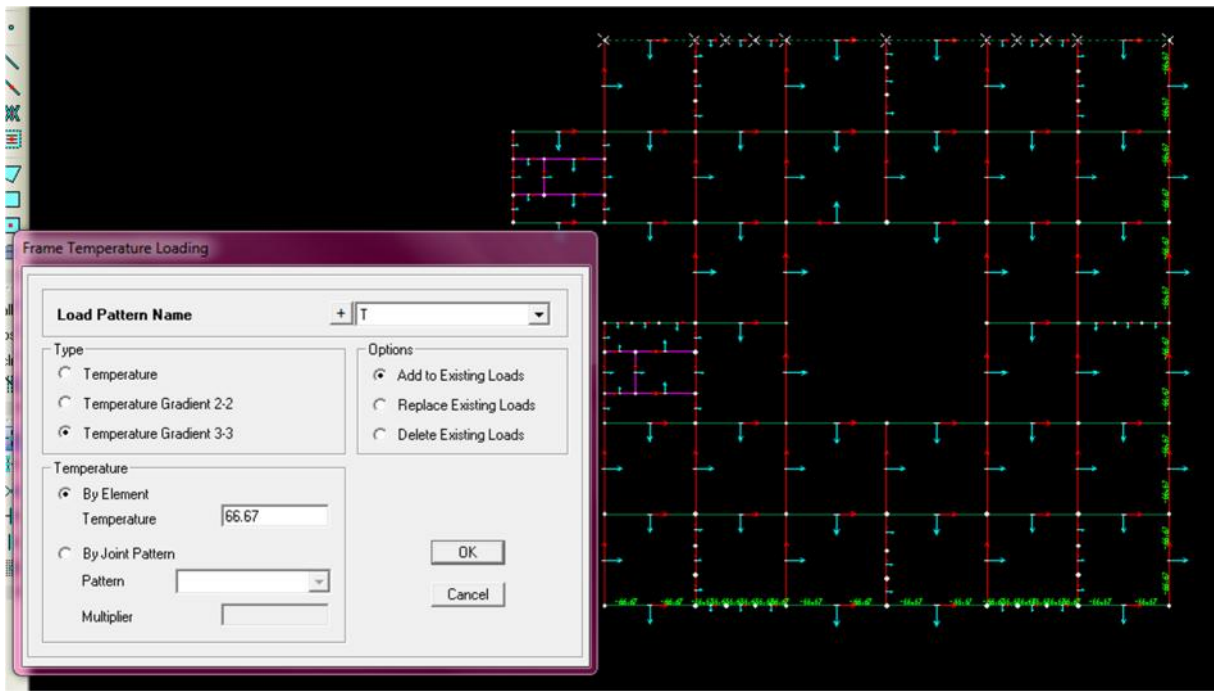


Tableau .VI.1.les sollicitations de calcul

Type	Niveaux	B (cm ²)	En travée		En appuis		$\frac{M_{max}}{B}$ (KN/m)
			M ^{max} (KN.m)	P _{corr} (KN)	M ^{min} (KN.m)	P _{corr} (KN)	
Poutre principale	terrasse	30×45	164.6748	-240.73	-246.8276	-240.73	-278.242
Poutre secondaire	terrasse	30×40	57.0248	-213.982	-24.045	-213.98	38.247

VI .4.Ferrailage longitudinales :

Tableau .VI.2.les résultats du ferrailage.

Type	En travée			En appuis			A _{REPA} S min
	A _s (cm ²)	Choix	A _{s,cool} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix	A _{s,cool} (cm ²)	
Poutre principale	6.84	4T16	8.04	21.86	8T20	25.13	6.75
Poutre secondaire	7	4T16	8.04	4.61	4T14	6.16	6

VI .5.conclusion :

- Pour les poutres principales on a presque les mêmes résultats que dans le chapitre IV.
- Poutres secondaire on a un ferrailage minimum qu'en chap. IV.

En comparant les résultats des deux chapitres, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est négligeable.

CHAPITRE VII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VII -ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

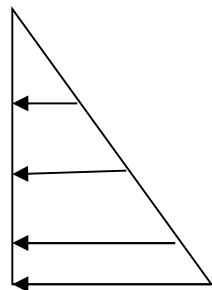
VII .1.Étude du voile Périphérique

Au niveau du sous-sol, les voiles sont soumis à la poussée des terres, Les voiles sont calculés comme des panneaux de dalle en flexion simple dans les deux sens, en fissuration préjudiciable sous les combinaisons suivantes :

BAEL91 : Situation durable : $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (E.LU)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \end{array} \right.$

Les données

- $\gamma_h = 18\text{kN/m}^3$: Poids spécifique du remblai ;
- $\rho = 30^\circ$: Angle de frottement interne ;
- $K_p = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\rho}{2} \right) \right] = 0.33$ Coefficient de poussée du remblai[3] ;
- $h = 3.23\text{m}$: hauteur du voile périphérique ;
- $P = \frac{h \times h^2 \times K_p}{2} = 30.98\text{KN/m}$:Force de poussée à la base du voile (butée des terres) [3] .



$P = 30.98 \text{ KN/m}$

$P_U = 1.35P = 41.83\text{KN/m}$

Prédimensionnement[6]:

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $e = 15\text{cm}$;
- Armatures constituées de deux nappes ;
- Pourcentage minimum d'armatures de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Recouvrement de 50 pour les renforcements des angles.

-Choix : On adopte la même épaisseur que les voiles de contreventement($e=18\text{cm}$).

Calcul des moments[3]

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.78}{5.2} = 0.53 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x P L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\dots = \frac{L_x}{L_y}$ et de \dots .

: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

<p>ELU :</p> $\dots = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{\mu}_x = 0,0922 \\ \tilde{\mu}_y = 0,25 \end{cases}$		<p>ELS</p> $\dots = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{\mu}_x = 0,0961 \\ \tilde{\mu}_y = 0,3949 \end{cases}$
--	--	--

AN

ELU :

$$M_x = 0.0922 \times 41.83 \times 2.78^2 = 29.8 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.25 \times 29.8 = 7.45 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 22.35 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ty} = 0.75 M_y = 5.587 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{x \text{ app inter}} = -0.5 M_x = -14.9 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y \text{ app inter}} = -0.5 M_y = -3.725 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_x = 0.0961 \times 30.98 \times 2.78^2 = 23 \text{KN.m}$$

$$M_y = 9.08 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 17.25 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ty} = 0.75 M_y = 6.81 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{x_{app inter}} = -0.5M_x = -11.5 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y_{app inter}} = -0.5M_y = -4.54 \text{KN.m}$$

Ferraillage de voile :

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,18m de hauteur calculer en flexion simple avec une fissuration préjudiciable. Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau .VII.1. Résultats de ferraillage du voile périphérique

	Section dangereuse	Moment [kN.m]		As,sup [cm ²]	As,inf [cm ²]
		ELU	ELS		
Suivant X	Travée	22.35	17.25	4.74	/
	Appui	-14.9	-11.5	/	3.1
Suivant Y	Travée	5.587	6.81	1.14	/
	Appui	-3.725	-4.54	/	0.76

On disposera donc deux nappes d'armatures avec 10T10 ($A_s = 7.85 \text{cm}^2$) verticalement et horizontalement en travée et en appuis (par mètre linéaire).

Condition de non fragilité [7]

$$\begin{aligned} (A_s^{min})_x &= \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \cdot h \\ (A_s^{min})_y &= \rho_0 b \cdot h \end{aligned} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour FeE400MPa} \\ \rho_0 = 0.53 \end{array} \right.$$

Travée et Appuis

$$(A_s^{min})_x = 8 \times 10^{-4} \left(\frac{3-0.53}{2} \right) \times 100 \times 18 = 1.778 < A_s = 7.85 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$(A_s^{min})_y = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 18 = 1.44 \text{cm}^2 < A_s = 7.85 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

A_{s min} [7]

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

$$A_{s min} = 0.1\% \times 100 \times 18 = 1.8 \text{cm}^2 < A_s = 7.58 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton [6]

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur $b = 1 \text{m}$ et une hauteur h ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{MP}$$

$$V_{Ux} = \frac{p_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{41.83 \times 2780 \times 5200}{2 \times 2780 + 5200} = 56198.37N$$

$$V_{Uy} = \frac{p_u L_x}{3} = \frac{41.83 \times 2780}{3} = 38762.46N$$

$$V_U^{\max} = \max[V_{Ux}, V_{Uy}] = 56198.3N$$

$$u = \frac{56198.3}{1000 \times 162} = 0.34 \quad \gamma_u = 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS[7]

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} = 101.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau .VII.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

choix	As _{réel} [cm ²]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	vérification
10T10	7.85	6.69	190.97	15	201.63	OK

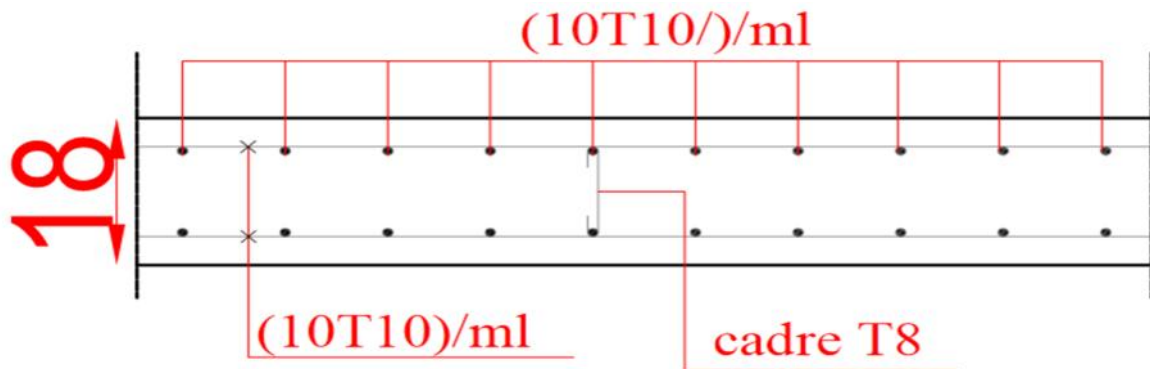


Fig.VII .1. Ferrailage du Voile Périphérique.

VII .2. Étude des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

Selon le CBA93 et RPA99/2003 les combinaisons à considérer sont :

$$\text{CBA93 : Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (E.LU)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \end{array} \right.$$

$$\text{RPA99/2003 : Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Remarque :

Les fondations reposent sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

Cette couche est pour assurer une bonne distribution des contraintes (distribution linéaire ou bien uniforme) et protège les fondations du contact direct avec le sol.

VII .2. 1. Semelle isolée

$$\frac{N}{S} \leq t_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{t_{sol}}$$

Les données :

$t_{sol} = 0.2\text{MPa}$: Contrainte admissible du sol ;

Effort normale à ELS $N_{max} = 3861.755\text{KN}$;

$$S \geq \frac{3861.755 \times 10^3}{0.2} = 19.308\text{m}^2$$

$L_{min} \approx 5\text{m}$: L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux

$$A = \bar{S} = 4.394\text{m}$$

$L_{min} > 1,5 \times B = 1.5 \times 4.395 = 6.592\text{.....non vérifiée}$

Conclusion: D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes.

VII .2.2. Semelle filante

$$B \geq \frac{N}{L_{sol}}$$

$$S = B \times L$$

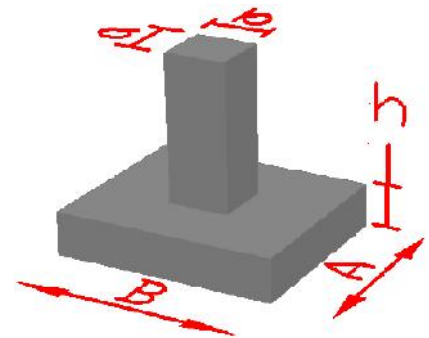


Fig.VII .2. Semelle isolée

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

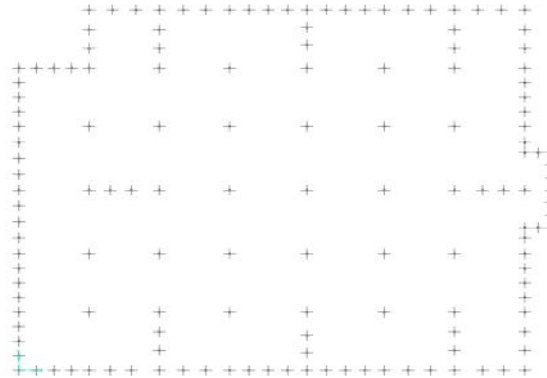


Fig.VII .3.Vue en plan au niveau des encastremements.

Tableau .VII.3.sections des semelles filantes

files	Effort Normal [kN]	L(m)	B(m)	ntes Echelle (m)	S (m ²)
1	18222.83	36.75	2.47	2.5	91.875
2	15399.72	36.75	2.09	2.1	77.175
3	18032.28	36.75	2.45	2.5	91.875
4	21044.09	36.75	2.86	2.9	106.575
5	19450.29	36.75	2.64	2.7	99.225
6	16461.61	36.75	2.23	2.3	84.525
7	2923.825	31.75	0.46	0.5	15.875
8	3003.434	31.75	0.47	0.5	15.875
9	18752.91	31.75	2.95	3	95.25
A	3250.346	26.75	0.6	0.6	16.05
B	11975.86	31.75	1.88	1.9	60.325
C	19248.43	31.75	3.03	3.1	98.425
D	19936.43	31.75	3.13	3.2	101.6
E	15319.89	31.75	2.41	2.5	79.375
F	15766.24	31.75	2.48	2.5	79.375
G	22096.73	31.75	3.47	3.5	111.125
H	16909.32	31.75	2.66	2.7	85.725
I	1084.265	6.5	0.83	0.9	5.85
				S_T	<u>1316.1</u>

Le rapport entre la surface totale des semelles et la surface du bâtiment vaut :

$$\frac{S_T}{S_B} = \frac{1316.1}{1138.75} = 1.15$$

Conclusion:

$S_T > 50\% S_B$: donc une fondation de type radier s'impose.

VII .2.3. Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier. (Pour le calcul du ferrailage uniquement).

Données

- On opte pour le débord de 50cm ;
- $S_{radier}=1191m^2$;

$$\frac{N}{S} \leq \dagger_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\dagger_{sol}} \quad \mathbf{S} = \frac{199308,1 \times 10^3}{0,2} = 996.54m^2$$

Conclusion:

$S_{necessaire}=996.54 m^2 < S_{radier}=1191m^2$ on conclue de ce résultat qu'on peut adopter un radier pour les fondations.

VII .2.3.1.dimensionnement du radier

Tableau .VII.4.Efforts à la base de la structure

Combinaison	Effort Normal [KN]	Moment Mx [KN. m]	Moment My [KN .m]
ELU	202038,143	14,137	-54,7232
ELS	146669,333	10,563	-39,4871
ELA	205145,836	4361,8102	373,8289

A. Radier pleine :

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L=5.5m longueur max entre appuis

$$\frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68 cm \leq h \leq 111cm \quad \text{on prend } h = 100cm$$

Condition de raideur :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$\Rightarrow l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 10819 \times 2.25 \times 10^{-3}}{40}} = 1.24m < \frac{2 \times 5}{\pi} = 3.18m \quad \text{Non vérifiée}$$

Conclusion :

La Condition de longueur d'élasticité est non vérifiée donc on passe au radier nervuré.

B. Radier nervuré:

1. Dimensionnement de la dalle

Condition forfaitaire

- $h \geq \frac{L}{20}$ pour les dalles portant dans un seul sens
- $h_1 \geq \frac{550}{20} = 27.5cm \Rightarrow h_{dalle} = 30cm$ on prend $h_1=40cm$

2. Dimensionnement des nervures

Condition de raideur :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{40b}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Avec:

- l_e : Longueur élastique ;
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa/m}$ pour un sol de densité moyenne ;
- L_{max} : La distance maximale entre deux les successives ;
- I : Inertie de la section du radier $I = \frac{bh^3}{12}$;
- E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ;
- $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{3K\left(\frac{2}{\pi}L_{max}\right)^4}{E}\right)} \quad \text{AN : } h = \sqrt[3]{\left(\frac{3 \times 40 \left(\frac{2}{\pi} \times 5.5\right)^4}{10819}\right)} = 1.18\text{m}$$

Condition de non cisaillement :

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur et une épaisseur d ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.05f_c28 = 1.25\text{MPa.}$$

Avec :

- $N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sol) = 202038,143KN
- $L = 5.5\text{m.}$
- $S_{radie} = 1191\text{m}^2$
- $V_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = 466.5\text{kN.}$
- $h \frac{V_{max}}{0.9b\bar{\tau}} = 41.46 \text{ cm}$

Résumé:

- Epaisseur de la dalle de radier : $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :
 - . $h = 120\text{cm}$
 - . $b = 75 \text{ cm}$ (largeur du plus gros poteau)

Vérification de la stabilité au renversement : [6]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$e = \frac{M}{N} \frac{B}{4}$$

Avec :

$M = M_{ELA} = 3603.8994 \text{ KN.m}$: le moment à l'état limite accidentelle ;

$N = N_{ELA} = 197968.655\text{KN}$: l'effort normal à l'état limite accidentelle ;

$B = 37.5\text{m}$;

B : La largeur du radier (suivant le sens de l'effort sismique le plus défavorable qui est E_x dans notre cas).

$$e = \frac{4361.8102}{205145.836} = 0.021\text{m} \quad \frac{37.5}{4} = 9.375\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :[3]

Pour une fissuration préjudiciable on doit vérifier que :

$$\sigma_{moy} \approx \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol adm} = 0.2 \text{MPa}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{3e}{L_{rad}} \right) \quad \text{Avec } e = \frac{M}{N}$$

Tableau .VII.5.Vérification des contraintes à l'ELS

N _{ser} [KN]	Sens	M _{ser} [KN]	e [m]	S _{rad} [m ²]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]	vérification
146669,333	X-X	10,563	0.00	1191	0.123	0.123	0.123	ok
	Y-Y	39,4871	0.00	1191	0.123	0.123	0.123	ok

VII .2.3.2. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé donc comme un plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 99.

La charge répartie sur le radier :

Tableau .VII.6.Calcul des contraintes exercées à la base du radier

Combinaison	N [KN]	M [KN .m]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ [Pa]
ELU	202038,143	14,137	0.169	0.169	0.169
ELS	146669,333	10,563	0.123	0.123	0.123

Valeur de la pression sous radier :

ELU : $q_u = \frac{u}{moy} \times 1m = 169 \text{KN/ml}$

ELS : $q_s = \frac{s}{moy} \times 1m = 123 \text{KN/ml}$

Calcul des moments :[3]

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{5.5} = 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\dots = \frac{L_x}{L_y}$ et de \dots .

: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

ELU :

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{x}=0,0368 \\ \tilde{y}=1 \end{cases}$$

ELS

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{x}=0.0441 \\ \tilde{y}=1 \end{cases}$$

AN

ELU :

$$M_x = 0.0368 \times 169 \times 5.5^2 = 188.84 \text{KN.m}$$

$$M_y = 188.84 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx}=0.75M_x=141.63 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ty}=0.75M_y=141.63 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{x_{app \text{ inter}}} = -0.5M_x = -94.42 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y_{app \text{ inter}}} = -0.5M_y = -94.42 \text{KN.m}$$

ELS:

$$M_x = 0.0441 \times 123 \times 5.5^2 = 164.08 \text{KN.m}$$

$$M_y = 164.08 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx}=0.75M_x=123.06 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ty}=0.75M_y=123.06 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{x_{app \text{ inter}}} = -0.5M_x = -82.04 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y_{app \text{ inter}}} = -0.5M_y = -82.04 \text{KN.m}$$

Le calcul du ferrailage est fait pour une bande de 100cm, d'épaisseur h = 40cm.

Tableau .VII.7. Résultats du ferrailage du radier

	Section dangereuse	Moment [kN.m]		As,sup [cm²]	As,inf [cm²]	choix	Asréel [cm²]
		ELU	ELS				
Suivant X et Y	Travée	141.63	123.06	11.44	/	7T20	21.99
	Appui	-94.42	-82.04	/	7.5	7T16	14.07

Condition de non fragilité :[7]

$$\begin{aligned} (A_S^{min})_x &= \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h \\ (A_S^{min})_y &= \rho_0 b \cdot h \end{aligned} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour} \\ \rho = 1 \end{array} \right.$$

Travée

$$(A_S^{min})_x = 8 \times 10^{-4} \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$(A_S^{min})_y = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis

$$(A_S^{min})_x = 3.2 \text{ cm}^2 < A_s = 14.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$(A_S^{min})_y = 3.2 \text{ cm}^2 < A_s = 14.07 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Espacement :

$$\text{Travée} \quad \text{esp} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x esp} < \text{Min (3h,33cm)}=33 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifié} \\ \text{Sens y-y esp} < \text{Min (4h,40cm)}=40 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

$$\text{Appuis} \quad \text{esp} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x esp} < \text{Min (3h,33cm)}=33 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifié} \\ \text{Sens y-y esp} < \text{Min (4h,40cm)}=40 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :[7]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \approx \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = T_y = \frac{q_0 \times L_x}{3} = \frac{169 \times 5.5}{3} = 309.63 \text{ KN}$$

$$u = \frac{309.63 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des dispositions des armatures constructive :[7]

$$\frac{\text{armatures suivent } L_y}{\text{armatures suivent } L_x} = 1 \geq \frac{1}{4} \text{ pour un charge répartie} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :[7]

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} = 186.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Fig.VII .8. Vérification des contraintes à l'ELS

choix	As réel [cm²]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc,contr}}$	$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{st,ELS}}$	vérification
8T14	12.32	6.82	186.62	15	201.63	OK
5T16	10.05	5.32	190.25	15	201.63	OK

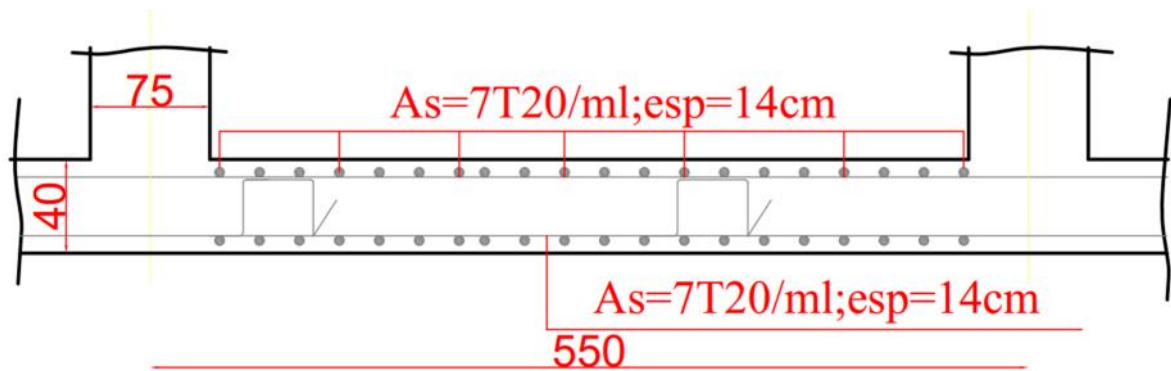


Fig.VII .4. Ferrailage du radier

VII .2.4.Ferrailage des nervures

Le calcul de la nervure se fait comme une poutre continue. Le ferrailage est déterminé pour la poutre la plus sollicitée. Il s'agit de la poutre intermédiaire et comportant 8 travées suivant l'axe xx et 6 travées suivant l'axe yy.

Elle est soumise à la flexion simple fissuration préjudiciable, calculé comme section rectangulaire en travée et sur appuis, de dimensions (75×120) cm²

Tableau .VII.9. Contraintes exercées à la base des nervures.

	Combinaison	N/2 [KN]	M [KN .m]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	σ_{moy} [MPa]
Suivant l'axe xx	ELU	14849.063	-18.473	1.05	1.05	0.525
	ELS	10770.5985	-13.273	0.76	0.76	0.38
	ELA	13377.065	420.0284	0.95	0.95	0.47
Suivant l'axe yy	ELU	15265.476	-56.197	1.27	1.27	0.635
	ELS	11049.86	-40.553	0.92	0.92	0.46
	ELA	17866.061	488.920	1.48	1.48	0.74

Valeur de la pression:

$$q_{xx} = \sigma_{moy}^{u,ELU} \times b = 525 \times 0.75 = 393.75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{yy} = \sigma_{moy}^{s,ELA} \times b = 740 \times 0.75 = 555 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments et l'effort tranchant :

Les nervure esr modéliser dans le sap.

Tableau .VII.10.moments et l'effort tranchant

	Section dangereuse	M [KN .m]	$\frac{V_u}{V_u}$ [KN]
Suivant l'axe xx	Travée	767.5	1014.25
	Appui	-587.1	
Suivant l'axe yy	Travée	826.67	1471.31
	Appui	-1151.49	

Tableau .VII.11. Résultats du ferrailage de la nervure

	Section dangereuse	As,sup [cm²]	As,inf [cm²]	Ilage de choix	As réel [cm²]	
Suivant l'axe xx	Travée	18.17	/	9.78	8T20	25.13
	Appui	/	13.80	9.78	8T20+2T16	29.15
Suivant l'axe yy	Travée	20.5	/	9.78	8T20	25.13
	Appui	/	27.68	9.78	8T20+6T16	37.19

Vérification de contraintes à l'ELS : [7]

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} = 3.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau .VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

	Section	choix	As réel [cm²]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	vérification
Suivant l'axe xx	Travée	8T20	25.13	3.80	165.53	15	201.63	OK
	Appui	8T20+2T16	29.15	5	199.87	15	201.63	OK
Suivant l'axe yy	Travée	8T20	25.13	4.61	200.7	15	201.63	OK
	Appui	8T20+6T16	37.19	5.54	192.17	15	201.63	OK

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : [7]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uX} = \frac{1014.25 \times 10^3}{750 \times 1080} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{uY} = \frac{1471.31 \times 10^3}{750 \times 1080} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Armatures transversales :

$$t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; d_1\right) = \min\left(\frac{120}{35}; \frac{75}{10}; 2\right) = 2\text{cm} \dots \dots [7]$$

- Choix : Les armatures transversales sont réalisées par un cadrage de 10.

Espacement :

$$St \quad \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min}\right\} = \min\left\{\frac{120}{4}; 12 \times 1.6\right\} = 19.2\text{cm} \quad \text{en zone nodale [7]}$$

$$St \quad \left\{\frac{h}{2}\right\} = 60\text{cm} \quad \text{en zone courante}$$

. Choix : On choisie un esp=15cm en zone nodale et 30cm en zone coutante.

Armatures de peau :[7]

Des armatures HA, dénommées « armatures de peau », sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (5 cm² si la fissuration est très préjudiciable). Toutefois, pour les poutres dont la portée n'excède pas une longueur de l'ordre de 25 m et dont la largeur de l'âme n'est pas inférieure à 0,15 m :

- Si la fissuration est peu préjudiciable, on est dispensé de fournir des justifications pour les aciers constituant les armatures de peau ;
- Si la fissuration est préjudiciable, ce qui est le cas des parements exposés aux intempéries et/ou aux condensations, une section d'armatures de peau d'au moins 1 cm² par mètre de paroi est considérée, pour ces parements, comme suffisante.

On est dans le cas de 1cm²/ml $As=(1.2-0.4) \times 1 = 0.8\text{cm}^2$

- Choix : on choisie en 2T10=1.57cm² pour les armatures de peau.

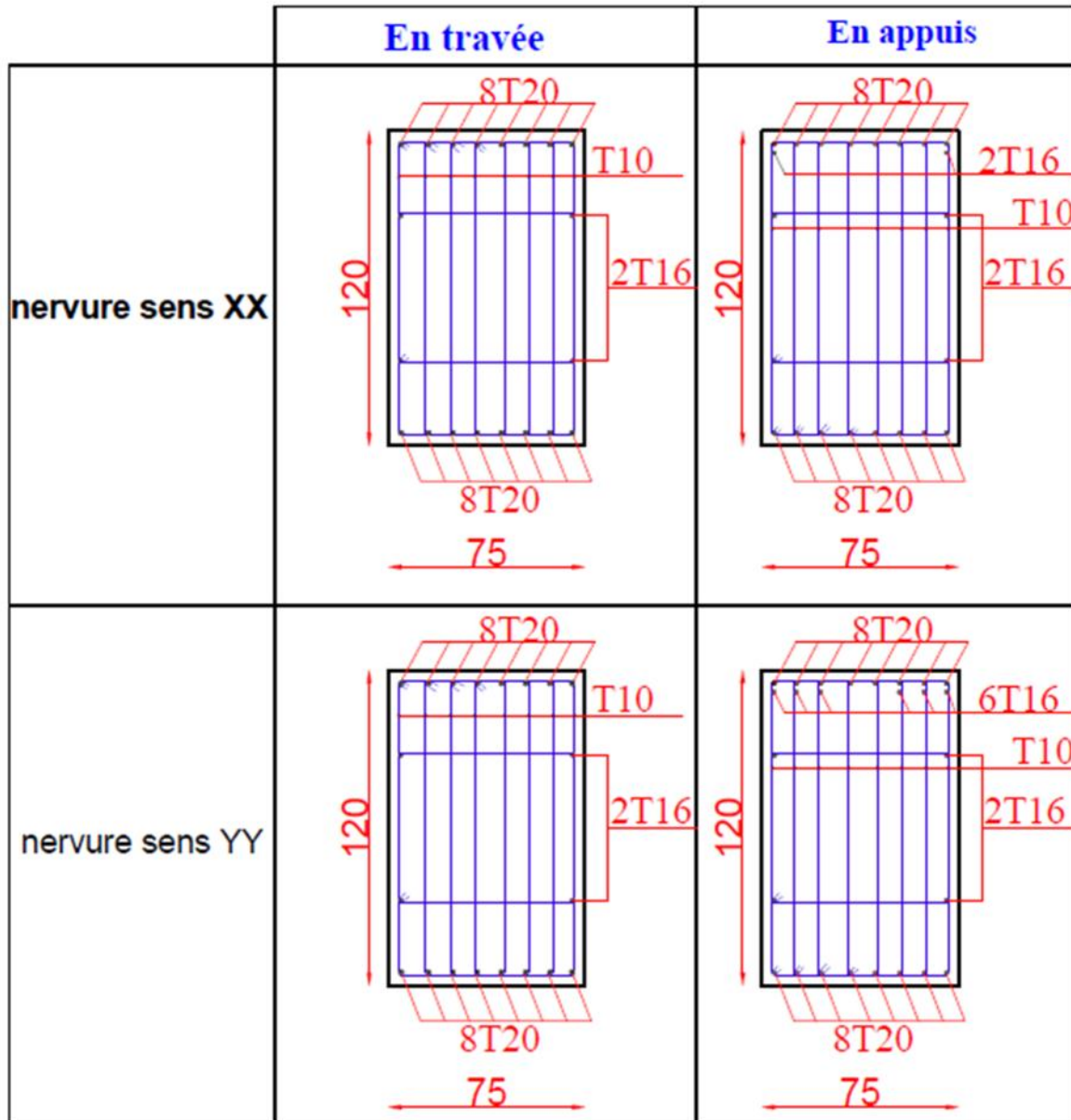


Fig.VII.5 .Ferrailage des nervures

VII .2.5.Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=50cm, le calcul du ferrailage sera pour une bande de 100cm à l'ELU.

Calcul de ferrailage

$q_u=169\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2}$$

Tableau .VII.13.Résultat du ferrailage du débord du radier

$M_u [KNm]$	$V_u [KN]$	$A_s [cm^2]$	$A_{s\ CNF} [cm^2]$	choix	$A_{s\ réel} [cm^2]$	Esp[cm]
21.125	84.5	1.64	4.347	5T12	5.65	15

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = \frac{84.5 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 400} = 0.23 < 1.25 \text{ La Condition est vérifiée.}$$

Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} : 1.41 \leq A_r \leq 2.82cm^2 \quad [2]$$

. Choix : On adopte 5T8=2.51 cm², esp St= 20cm .

Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{ser} = 123 \text{ KN/m}$

[7]

$M_{ser} = 15.3 \text{ KNm}$

Tableau .VII.14. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser} [KNm]$	$A_{s\ réel} [cm^2]$	Vérifications de la contrainte du béton				Vérifications de la contrainte de l'acier	
		$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_{st} [MPa]$	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\sigma_{st} [MPa]$	$\sigma_{bc} [MPa]$	vérif
15.37	5.65	1.43	85.72	15	201.63	OK	

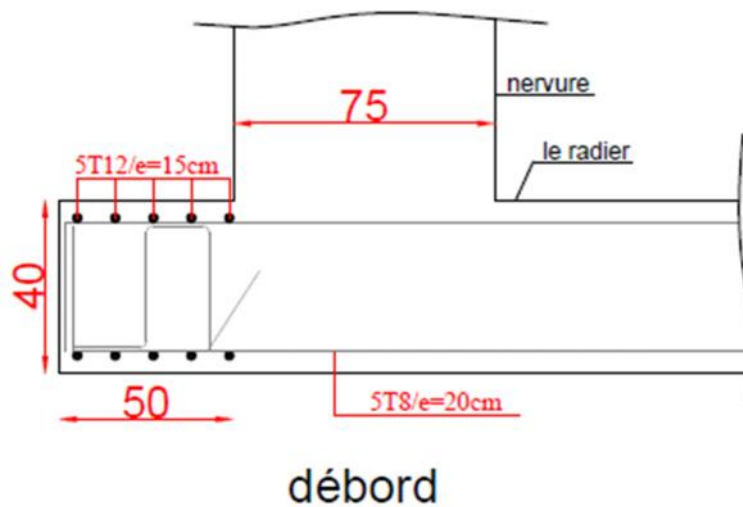


Fig.VII .6. Ferrailage des débords.

CONCLUSION

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le choix des méthodes et types de calculs (flexion simple – flexion composé – compression simple...) est important pour la réalisation des plans d'exécution. Avant tout calcul, l'ingénieur doit, en fonction des ouvrages et des sollicitations choisir les méthodes de calcul et faire des hypothèses en fonction des réalités du site (FPP - FP – FTP). Ainsi dans cette étude, les calculs réalisés sur les structures jugées « complexes » nous ont permis d'obtenir des ferraillements théoriques mais le choix du ferraillement à utiliser pour la réalisation de plans d'exécution revient à l'ingénieur. Ce choix doit se faire aussi bien en tenant compte des aspects techniques que financiers sans oublier de prendre en compte le délai d'exécution de l'ouvrage.

En ce qui nous concerne, ce PFE nous a permis non seulement d'acquérir une expérience non négligeable dans le cadre d'exécution d'une tâche assez importante envergure, mais aussi de développer l'esprit du travail en équipe, élément indispensable pour l'ingénieur dans le milieu professionnel.

« En fin nous espérons que ce projet (mémoire), soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière. »

Référence bibliographique

- [1] :VICTOR DAVIDOVICI(formulaire du béton armé/tome1)
- [2] :CBA93
- [3] :Y.CHERAIT (Calcul des ouvrages en béton arme (règles CBA93/RPA2003))
- [4] :M.BELAZOUGUI(Calcul des ouvrages en béton armé)
- [5] :DTR.B.C.22 : charges permanentes et charges d'exploitation
- [6] : RPA99/2003
- [7] : BAEL91/99
- [8] :HENRY THONIER(conception et calcul des structures de bâtiment/tome 4)pg1521
- [9] :ALAIN CAPRA &VICTOR DAVIDOVICI(calcul dynamique des structures en zone sismique)
- [10] :Béton armé Règles BAEL(Ossatures et éléments courants)

Recherche sur

Durabilité: la perméabilité

des ions

chlorures dans le béton

1. Introduction :

Les structures en béton armé sont souvent exposées à des environnements agressifs (environnement marin ou environnements pollués des zones industrielles) ou à des conditions climatiques sévères (sels de déverglaçage répandus sur les routes). La durabilité du béton, armé ou non, dans de telles conditions, est devenue un sujet d'intérêt majeur et, par conséquent, un domaine de recherche largement exploré. C'est dans ce cadre que s'insère cette partie de recherche.

Le principal risque identifié en termes de durabilité des bétons armés exposés au milieu marin est la corrosion des armatures. Elle est due à la présence des ions chlorures au sein des pores du béton.

Les propriétés de transfert des matériaux cimentaires, conditionnées en partie par leur microstructure, régissent la pérennité des structures armées vis-à-vis de la corrosion des aciers. La pénétration des agents agressifs s'effectue principalement par transport à travers la porosité du milieu cimentaire. Afin de réduire ce phénomène, il est nécessaire d'agir sur la formulation de ces matériaux dans le but de densifier leurs microstructures.

Cette étude porte essentiellement sur l'évaluation de quelques grandeurs de durabilité des bétons, notamment par la mesure de la perméabilité des ions chlorures dans les bétons.

Les ions chlorures Cl^- pénètrent dans le béton et provoquent, à partir d'une certaine concentration dans la solution des pores, au niveau des armatures, la destruction locale du film de passivation et l'initiation d'une corrosion localisée.

Ce phénomène peut se produire très rapidement. La pénétration des chlorures représente le premier processus de détérioration par corrosion.

2. Notion de perméabilité des ions chlorure dans les bétons :

La pénétration des chlorures est l'une des origines principales de la corrosion du béton.

Dans un premier temps, les Chlorures pénètrent dans le béton et s'accumulent pendant un certain temps au niveau des premières armatures jusqu'à ce qu'ils atteignent un niveau seuil pour provoquer la dépassivation et ainsi l'initiation de la corrosion.

D'après plusieurs recherches, ce temps de déclenchement dépend de plusieurs paramètres tels que :

- L'épaisseur de l'enrobage ;
- La concentration extérieure en chlorures ;
- La qualité du béton d'enrobage ;
- Le type d'acier ainsi que le niveau seuil de chlorures.

Le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ est à considérer pour définir les conditions d'amorçage de la corrosion. Celle-ci s'amorce dès que la teneur en chlorures dépasse 0.3% par rapport à la masse de ciment contenue dans un béton[1].

À travers les fissures, le milieu ambiant s'introduit très rapidement. Dans le cas où les agents agressifs pénètrent jusqu'à l'armature, le temps d'initiation est très court. Le milieu agressif environnant pénètre alors jusqu'à l'acier et dépassive localement le métal.

Ensuite débute l'étape de propagation qui conduit à l'endommagement du béton, à la formation d'éclats, d'épaufrures et finalement à la rupture.

Lors de cette étape, les chlorures continuent à s'étendre ce qui provoque la corrosion des armatures, leur augmentation de volume, leur perte de lien avec le béton, la fissuration de celui-ci.

Cette phase dépend principalement du taux de corrosion, des propriétés de rupture du béton, de la surface d'acier, de sa taille et de son espacement.

La fin de cette étape peut être définie lorsqu'une quantité spécifique de perte de section de l'armature a lieu.

Entre la fin de la période d'incubation et le démarrage de la phase de propagation, il peut s'écouler plusieurs années.

Le mode de propagation des chlorures dépend de l'exposition du béton aux chlorures. On distingue ainsi les milieux où l'exposition est forte et directe ou faible et indirecte. Dans un béton saturé, les chlorures vont être transportés uniquement par diffusion tandis que dans un béton non saturé, ils seront transportés alternativement par diffusion et convection.

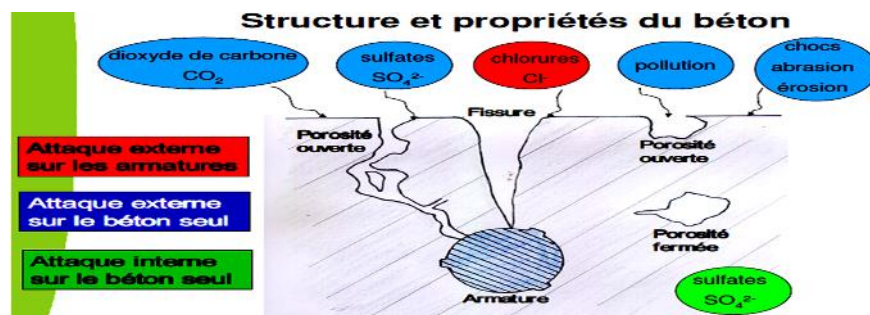


Fig.1. Propriétés du béton[1]

3. Différents types d'exposition à considérer

Les conditions d'exposition de la structure à l'environnement sont un facteur clef pour la modélisation des ouvrages soumis à la corrosion par les chlorures. Suivant le type d'exposition, on considère différents mécanismes de transport des ions chlorures.

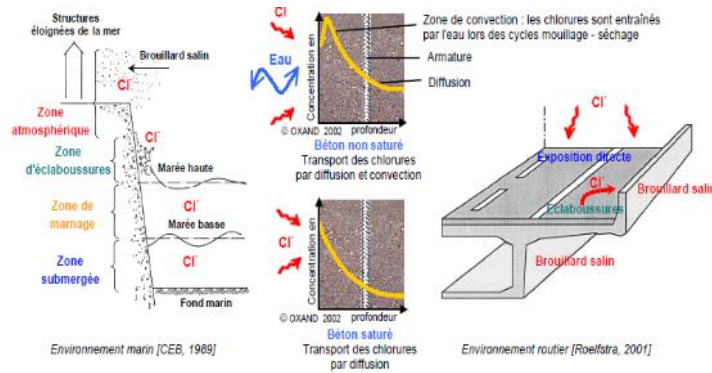


Fig.2.Niveau d'exposition des structures et diffusion des chlorures[1].

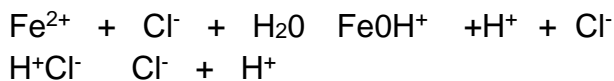
4. Les formes de chlorures dans les bétons :

Les chlorures peuvent exister dans le béton sous les deux formes suivantes :

- Les chlorures libres : (NaCl) : adsorbés en surface des C-S-H qui sont dissous dans la solution interstitielle[1].
- Les chlorures piégés ou liés : (chloro-aluminates de calcium hydratés ou sel de Friedel, $C_3A.CaCl_2.10H_2O$) : liés dans la matrice cimentaire, et qui résultent de la réaction chimique avec les hydratés du ciment, ou combinés avec des agrégats, ou adsorbés physiquement sur les parois des pores de béton[1].

5. Les réactions physico-chimiques

Les ions chlorures qui pénètrent dans le béton se combinent chimiquement avec l'aluminate tricalcique C_3A (composant du ciment) et former des monochloroaluminates hydratés ($C_3.CaCl_2.10H_2O$), relativement stable dans le béton. Dans les piqûres, les ions chlorures s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former l'acide chlorhydrique qui sont constamment recyclés :



Ces réactions engendrent une importante entre 3,8 et 5, la dissolution du fer est alors accélérée et les piqûres croissent en profondeur [1].

- les ions ferreux diffusés hors de la piqûre se combinent avec les ions hydroxyde de la phase interstitielle du béton tandis que la réaction cathodique est la même que dans le cas de corrosion en absence de chlorure.

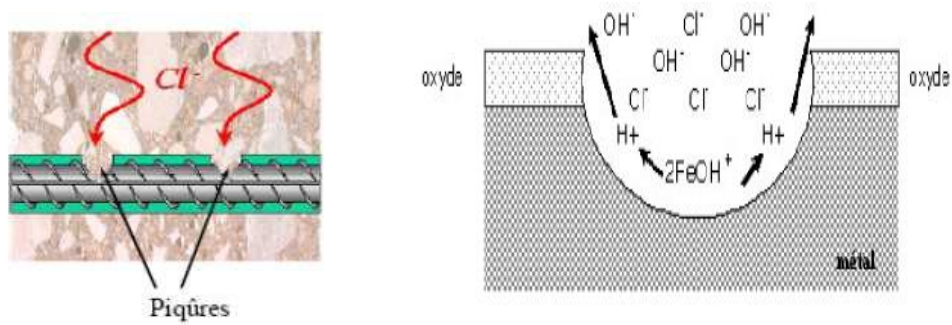


Fig.3.Modèle de PAGE et al. D'attaque de l'acier par les ions chlorures

6. Teneur critique en ions chlorures

Dans le cas où la solution interstitielle contient une faible concentration en ions chlorure, il n'y aura pas de dépassivation des armatures, il existe donc une teneur critique en ions chlorures nécessaire pour l'amorçage de la corrosion [1].

Dans la littérature, il existe plusieurs expressions de C_{cr} , la teneur critique peut s'exprimer par le rapport Cl^-/OH^- (c'est le rapport des ions activant Cl^- sur les ions passivant OH^- , ou bien par la teneur en chlorures (libres+liés) par rapport au poids du ciment (de 350Kg/m^3 par définition). Selon d'autres études, seuls les chlorures libres sont considéré participant à la dépassivation des armatures et le seuil critique est exprimé en termes de la teneur en chlorures libre par rapport au poids du ciment [1].

7. Facteurs influant sur la pénétration des chlorures

La pénétration des ions chlorures peut être influencée par des facteurs liés à la composition du matériau ou bien à sa mise en œuvre ou liés au milieu environnant. Les plus essentiels sont :

- Le rapport E/C : Comme pour le phénomène de carbonatation, la migration des ions chlorures à travers la structure poreuse d'un béton est fortement liée aux propriétés de transfert des bétons (diffusivité et perméabilité).

Ces propriétés de transfert sont elles-mêmes liées à la microstructure des bétons. POWERS et al[1]. ont mis en évidence l'importante diminution de la perméabilité d'une pâte de ciment lorsque le rapport E/C diminue au dessous d'un rapport critique $E/C=0,70$ (Figure.3).

Pour des rapports E/C plus élevés, le réseau des capillarités reste toujours interconnecté, même si l'hydratation du ciment est complète [1].

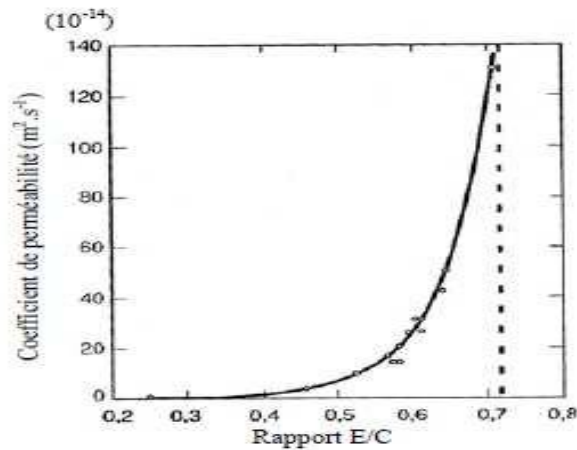


Fig.4. Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement Hydraté et le rapport E/C [1].

- Les additions minérales et les ajouts : Les additions minérales et les adjuvants donnent au béton un niveau de résistance à la compression fixé. La résistance à la compression peut constituer un critère vis-à-vis de la durabilité. Les fillers calcaires ne modifient pas la perméabilité et la diffusivité du béton [1]. Cependant, d'autres additions minérales, comme les laitiers, les cendres volantes ou encore la Fumée de silice, modifient la nature et la texture de ces hydrates. Ils réduisent la portlandite dans les hydrates. Cette réduction de la portlandite s'accompagne, en général, d'un affinement des pores et des capillaires, et donc une réduction de la perméabilité. Cette action peut prendre quelques jours pour les fumées de silice, et quelques semaines pour les laitiers, et quelque mois pour les cendres volantes [1].

- La nature du ciment : La nature du ciment joue un rôle important dans la fixation des ions chlorures. En effet, les chlorures sont soit adsorbés sur les C-S-H, soit fixés par les aluminates (C_3A) qui dépendent de la composition du ciment [1]. FRANCY[1] a montré L'influence de la teneur en aluminates de ciment sur la quantité de chlorures fixés (figure 5).

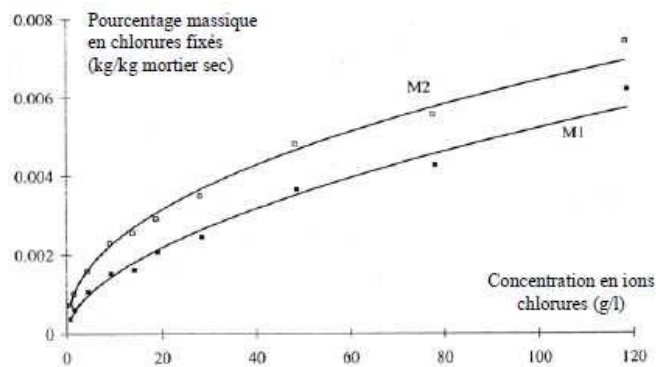


Fig.5. Isotherme de fixation du chlore sur deux mortiers[1].

FRANCY a fait une comparaison des isothermes de fixation du chlore de deux mortiers de référence M1 et M2 (sable Leucate et E/C=0,5), chaque mortier utilisant un ciment différent (tableau .1).

Tableau .1 . Analyse chimique des ciments de l'étude menée par FRANCY [1].

Mortier	Type de Ciment	Composition de Bogue (%)				
		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4, H_2O$
M1	CEM I	67,2	16,4	4,5	6,5	4,5
M2	CEM II	58,8	14,7	11,3	6,6	4,5

Le tableau.1 montre que le mortier M2 dont la teneur en aluminates du ciment est supérieure à celle du ciment M1, possède une capacité de fixation environ 30% supérieur à celle du mortier M1, pour une même teneur en pâte de ciment. Une augmentation de la teneur en C_3A du ciment conduit donc à une diminution de la teneur en chlorures libres, c'est-à-dire à une augmentation de la teneur en chlorures fixés (pour une teneur en chlorures totaux constante) [1].

- La teneur en eau : Il est naturel de penser que la capacité de fixation du matériau vis-à-vis des ions chlorures est directement liée à la surface spécifique en contact avec la solution interstitielle : elle diminuerait avec l'humidité interne. Cependant, malgré une diminution de la teneur en eau les parois des pores restent couvèrent d'une couche adsorbé d'eau, il en résulte une augmentation de la solution au voisinage de ces pores. Donc pour de faible teneur en eau, on aura des chlorures piégés dans une mince pellicule d'eau qui pourront être considérés comme fixés, et une diminution de la mobilité des ions chlorures [1].

- Le flux de liquide : Les mouvements d'eau peuvent réduire la fixation des ions chlorures. Des essais d'imbibition capillaires par solution saline menés par FRANCY montre que les ions chlorures sont transportés par l'eau (figure .6) et qu'une durée d'imbibition insuffisante ne permet pas d'atteindre l'équilibre de fixation du chlorure. Ce fait est expliqué par :

- Les chlorures transportés par l'eau dans les gros ports n'ont pas tous de suit accès aux hydrates avec les quelles ils interagissent ;
- La vitesse imposée aux ions peut réduire le nombre de chocs avec les parois des pores et donc le nombre de rétentions efficaces ;
- La forte énergie cinétique de mobilité des ions chlorures dans les pores peut favoriser la désorption par rapport à la fixation ;
- Un état initial sec du matériau peut rendre les hydrates inaptes à une fixation immédiate.

Ainsi, un flux convectif rapide gêne (ou retarde) la fixation des chlorures sur lamatrice

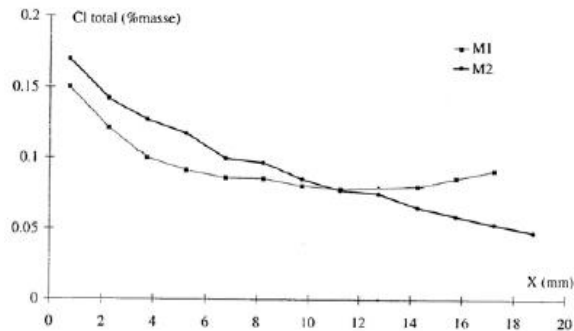


Fig.6.Profil en chlorure total après imbibition de 48 heures sur matériaux secs par de solutions saines à 20 g/l en NaCl [1].

- La teneur en chlorure : Les chlorures présents dans le béton peuvent soit être introduits lors du gâchage, soit provenir du milieu environnant. Lorsque la teneur en chlorures atteint ou dépasse une valeur critique ou valeur seuil, on dit qu'il y a dépassivation de la couche protectrice de l'acier, l'enrobage ne peut plus protéger les armatures et la corrosion s'amorce si les quantités d'eau et d'oxygène sont suffisantes [1].

8. Les essais :

Essai1: Détermination du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton durci sous champ électrique.[2]

Dans cet essai, le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton durci est déterminé, ce béton est un béton ayant acquis une résistance notable.

Trois éprouvettes de dimensions 15 cm et 5 cm sont réalisées et découpées d'une manière humide. Après essuyage avec un chiffon, les éprouvettes sont soumises sous vide pendant 3 heures. Ensuite les éprouvettes sont immergées dans une solution saturée de Ca(OH)_2 pendant 18 heures. On présente sur la figure 6l'appareillage utilisé pour les essais.

La mesure de la profondeur de pénétration des chlorures se fait de la manière suivante :

- Un potentiel électrique externe est appliqué à travers l'échantillon et force les ions chlorures à migrer dans l'échantillon ;
- L'éprouvette est découpée en deux et ce parallèlement à son axe ;
- La solution de nitrate d'argent 0,1mol/L est étalée sur une des sections obtenues ;

Après environ 15 minutes, la profondeur de pénétration des chlorures sera visible. De part et d'autre du centre de la section testée, la mesure, de la profondeur de pénétration, est faite en 7 points espacés de 10 mm [2].

Les résultats des essais relatifs à la diffusion des ions de chlorure dans le béton durci sont présentés sur la figure 7 [2].

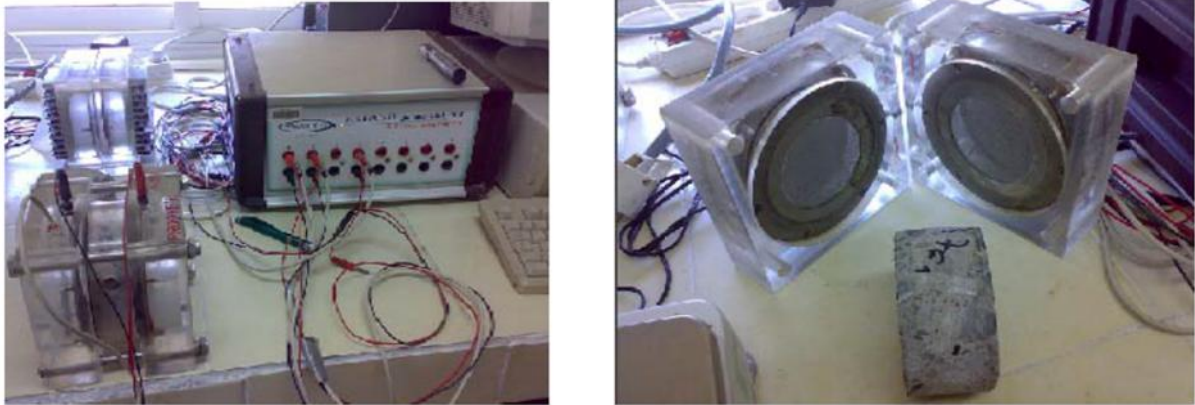


Fig.7. Dispositif expérimental de la diffusion des chlorures [1].

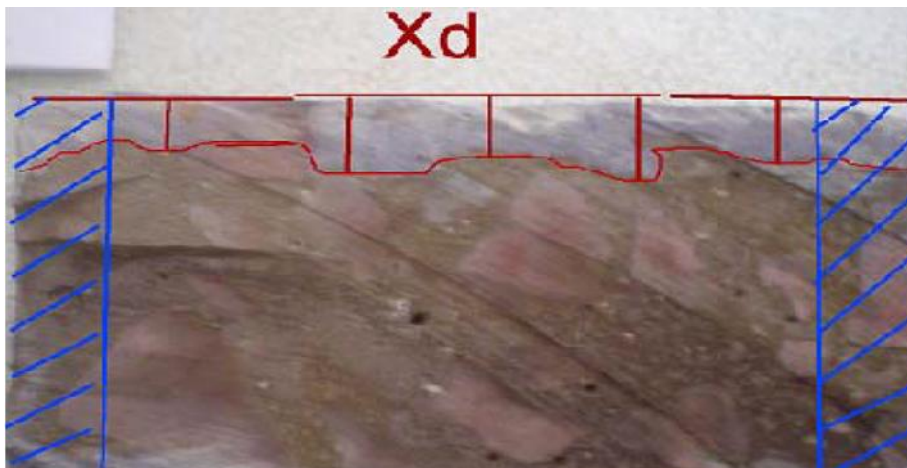


Fig.8. Front de la diffusion.

Le coefficient de diffusion est calculé à partir de l'équation :

$$D_{nssm} = \frac{0.0239 \times (273 + T)}{(U - 2) \times t} \left(x_d - 0.0238 \times \sqrt{\frac{(273 + T) \times L \times x_d}{U - 2}} \right)$$

Avec :

D_{nssm} : Coefficient de diffusion en régime non stationnaire en m^2/s ;

T : Température moyenne des températures initiale et finales en $^{\circ}C$;

L : Epaisseur de l'échantillon en mm ;

U : Tension appliquée en V ;

x_d : Valeur moyenne de la pénétration des chlorures en mm ;

t : Durée du test en heures ;

Les résultats du coefficient de diffusion sont présentés sur la figure 8. La valeur utilisée pour la simulation numérique est $2,5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

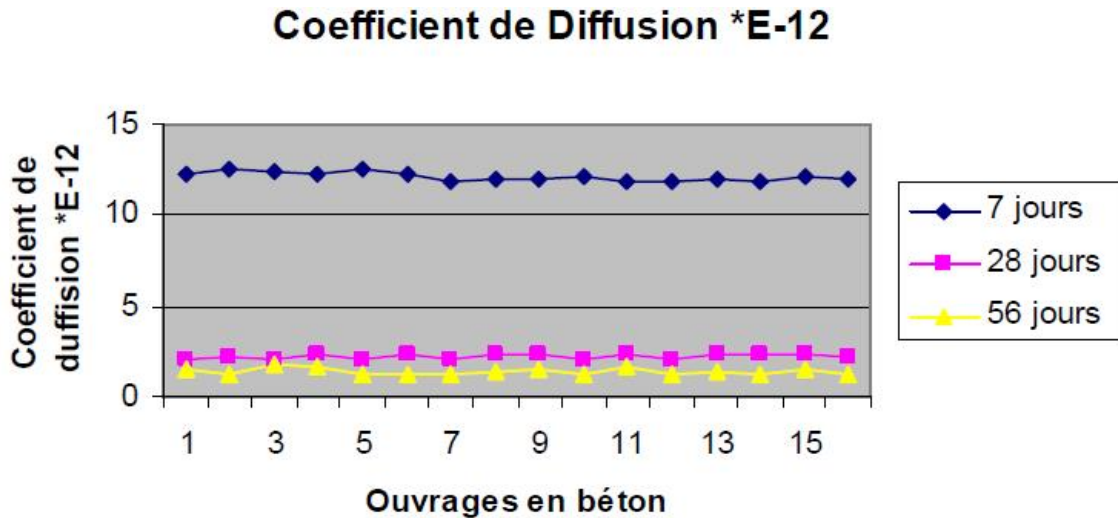


Fig.9. Résultats du coefficient de diffusion.

Essai2: Evaluation de la profondeur de pénétration des ions chlorure dans les bétons durcis par colorimétrie[3].

a. Objet de la mesure et domaine d'application

Le test décrit ici permet de déterminer la profondeur de pénétration des ions chlorure dans un matériau, à partir de la vaporisation d'un réactif, le nitrate d'argent AgNO_3 , et éventuellement d'un révélateur, le bichromate de potassium K_2CrO_4 , selon la méthode développée par Maultzsh et décrite dans la référence[3].

Ce test s'applique à des échantillons de pâte de ciment, mortier ou béton ayant été exposés à des chlorures. Les échantillons de matériau à tester peuvent aussi bien être des éprouvettes de laboratoire que des carottes prélevées in situ, sans dimensions pré-requises. Il suffit seulement de pratiquer la méthode sur une surface perpendiculaire à la surface exposée aux chlorures.

Réalisée à diverses échéances, cette méthode permet de suivre l'évolution de la pénétration des ions chlorure dans le temps pour une éprouvette de laboratoire soumis à un essai de diffusion naturelle ou un échantillon prélevé sur ouvrage exposé à un environnement salin.

Ce test permet en outre d'évaluer la profondeur minimum à analyser pour déterminer le profil de concentration en chlorures, avant d'effectuer les prélèvements par grignotage ou sciage.

b. Principe de la mesure

Après vaporisation du réactif et éventuellement du révélateur sur la surface, si des chlorures sont présents dans la phase interstitielle de l'échantillon de matériau, deux

zones, de couleur différente, apparaîtront. la zone contenant des chlorures libres (c'est –à-dire solubles dans l'eau) apparaîtra de couleur claire et la zone ne contenant pas de chlorures libres, de couleur foncée. En effet ; lors de la vaporisation du réactif, la réaction chimique entre les chlorures présents et l'argent se caractérise par l'apparition d'un précipité blanc .la profondeur de pénétration des chlorures est par conséquent la distance entre la surface et la ligne de séparation entre les deux zones de couleur différente [3].

Dans le cas d'une carotte prélevée in situ, il est nécessaire de pulvériser, avant le réactif et le révélateur, une solution de NaOH à 10% , afin d'éviter la détection de la profondeur de carbonatation. si cette pulvérisation préalable n'est pas réalisée, les méthodes vont détecter à la fois la zone carbonatée (coloration blanche sans révélateur, et rouge avec révélateur) et la zone contenant des chlorures, zones confondues en surface.

La mesure doit être effectuée rapidement après les vaporisations car un effet photochimique peut assombrir la zone contenant les chlorures libres. Dans le cas de bétons compacts ou de faible concentration en chlorures, l'utilisation du révélateur est nécessaire pour visualiser les deux zones. il est à signaler que ce produit est dangereux (cf. § précautions nécessaires) .

c. Dispositif expérimental

Matériel :

Le matériel nécessaire pour déterminer la profondeur de pénétration des chlorures est :

- Un dispositif permettant de fendre l'éprouvette perpendiculairement à la surface exposée ou de la scier ;
- Des vaporisateurs ;
- Une hotte ;
- Une règle ou un pied à coulisse.

Même si le fendage ne permet pas d'obtenir une surface lisse, cet essai est préférable au sciage. En effet, le fendage ne nécessite aucun liquide et n'échauffe pas l'éprouvette, alors qu'un sciage sous eau ou à sec peut perturber la distribution des chlorures dans l'échantillon.

Produits :

Les produits utilisés comme réactif et révélateur sont les suivants :

- Une solution de nitrate d'argent AgNO_3 (1% dans l'eau) ;
- Une solution de bichromate de potassium K_2CrO_4 (5% dans l'eau).

Précautions nécessaires :

Le bichromate de potassium est un produit dangereux. par conséquent, son utilisation doit être réservée aux bétons compacts et aux bétons dans lesquels la concentration en chlorures semble faible du fait d'un environnement extérieur pauvre en chlorures. En cas d'utilisation de ce produit, la vaporisation doit être effectuée sous hotte ou dans un lieu aéré.

d. Méthodologie

L'éprouvette (ou le prélèvement) est fendue ou sciée perpendiculairement à la surface exposée aux chlorures et de façon centrée par rapport au bloc de béton.

Le (s) échantillon (s) ainsi obtenus(s) sont placé(s) sur un support sous une hotte. Il est souhaitable de réaliser la mesure sur deux échantillons pour une évaluation précise de la profondeur de pénétration des ions chlorure.

Si le matériau est carbonaté, il est indispensable se réalcaliniser la surface avant l'essai colorimétrique.

Dans le cas de l'utilisation du réactif uniquement, le nitrate d'argent est vaporisé une à deux fois sur la surface, en laissant un temps de séchage (moins de 15 minutes) entre ces vaporisations. La zone contenant les chlorures apparaît claire (gris ou blanc selon la couleur du béton) et celle ne contenant pas de chlorures apparaît foncée. Le contraste est plus marqué lorsque la surface a séché.

Dans le cas de l'utilisation du réactif et du révélateur, le nitrate d'argent, puis le bichromate de potassium, sont vaporisés sur la surface. Le délai entre les deux vaporisations doit être inférieur à une minute. Si les deux zones de couleur différente n'apparaissent pas, il faut laisser sécher quelques minutes la surface, puis renouveler une ou deux fois l'opération de vaporisation du nitrate d'argent et du bichromate de potassium. Après un séchage de l'échantillon d'au moins une heure à la lumière naturelle, la zone contenant des chlorures doit apparaître en jaune tandis que la zone exempte de chlorures doit apparaître en marron.

La profondeur de pénétration est mesurée et photographiée rapidement lorsque la surface est sèche, avant que les couleurs ne disparaissent. Par analyse d'image, cette photographie peut permettre d'évaluer la profondeur de pénétration des chlorures.

e. Exploitation des résultats

La profondeur de pénétration des chlorures dans un échantillon est toujours déterminée dans les zones où la pâte de ciment est présente :

- Si la ligne de séparation entre la zone contenant les chlorures et celle n'en contenant pas est linéaire, la moyenne sur deux mesures suffira pour estimer la profondeur de pénétration des chlorures,

- Si la ligne de séparation est courbe, seul un intervalle pourra être donné pour la profondeur de pénétration des chlorures. Le minimum de l'intervalle correspond à la plus courte distance entre la ligne de séparation et la surface exposée aux chlorures et le maximum à la plus longue distance.

Si deux échantillons sont testés, la profondeur de pénétration des chlorures sera prise comme la moyenne de la mesure sur les deux échantillons.

Il est important de noter qu'à l'heure actuelle, cette méthode présente des inconvénients :

- La valeur de la profondeur de pénétration déterminée n'est qu'une estimation car il existe des incertitudes sur la mesure de distance. Tout d'abord le fendage de l'éprouvette ou du prélèvement, qui ne permet pas d'obtenir une surface lisse, peut rendre la mesure de la distance difficile. Ensuite, la capacité du réactif et du révélateur à détecter tous les chlorures libres pose le problème de la précision de la ligne de séparation entre la zone contenant les chlorures et celle n'en contenant pas.
- Les spécifications donnent une couleur jaune pour la zone avec chlorures libres et une couleur marron pour la zone sans chlorures libres dans le cas de l'utilisation du bichromate de potassium. Cependant, les diverses expériences menées[3] ont montré que la couleur obtenue est fonction du matériau, même si la ligne de séparation entre les deux zones reste nettement visible. quoi qu'il en soit, la zone contenant des chlorures libres apparaîtra plus claire.
- L'absence d'une zone de couleur claire (gris-blanc ou jaune) ne permet pas forcément de conclure qu'il n'y a pas de chlorures libres dans le matériau. Au stade actuel du développement des méthodes colorimétrique, la concentration en chlorures correspondant au seuil de détection (avec ou sans révélateur), n'est pas connue avec précision. Celle-ci semble être fonction du ciment et de la solution diffusante. Elle peut toutefois être déterminée par comparaison avec les profils de concentration obtenus par extraction-dosage.

f. Exemple d'utilisation de la méthode

Dans l'exemple présenté ici, la profondeur de pénétration x_d des chlorures est mesurée sur un béton B30 à deux échéances, 60 et 100 jours, en appliquant la méthode avec révélateur.

Deux éprouvettes de ce béton ont été soumises à un essai de diffusion dans une salle à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $85 \pm 5\%$ d'humidité relative. La concentration de la solution saline était de 1 mole/L (58.443g de NaCl par litre de solution). La mesure par colorimètre a été réalisée à chaque échéance sur un seul échantillon avec utilisation du révélateur. Les valeurs mesurées sont les suivantes :

- $x_d = 30\text{mm}$ à 60 jours,
- $x_d = 45\text{mm}$ à 100 jours.

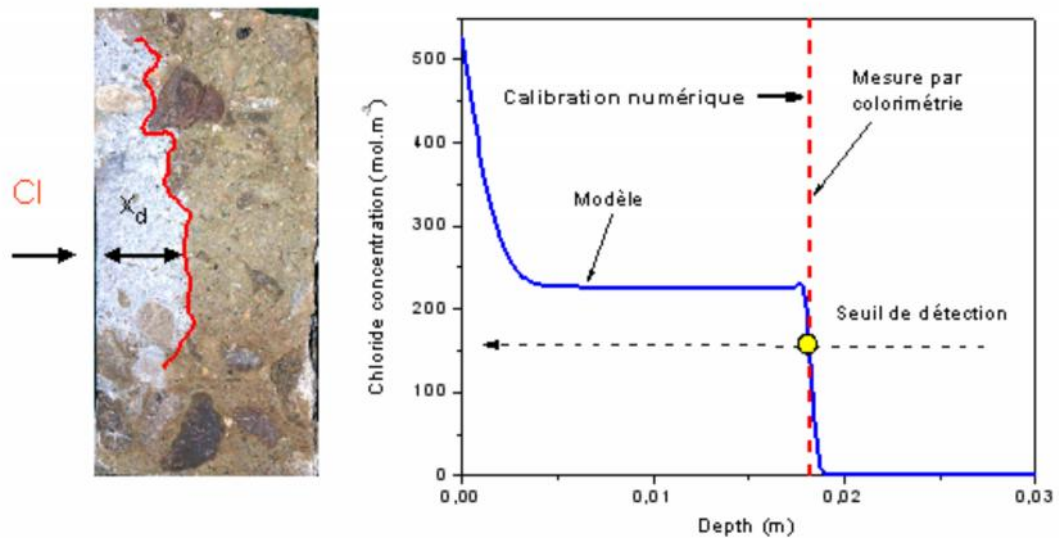


Fig.10.: Détermination du coefficient de la diffusion effectif : a) mesure de la profondeur de pénétration des ions chlorures dans le béton par la méthode colorimétrique b) calé le modèle sur le x_d [3].

Remarques:

1. La détermination de la profondeur de pénétration des chlorures x_d est également nécessaire pour le calcul du coefficient de diffusion apparent D_{app} (en $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$) à partir de l' **Essai2**: essai de migration sous champ électrique en régime non stationnaire.
2. Ce calcul manque de précision étant donné les incertitudes sur la mesure de x_d précédemment évoquées. par conséquent, un intervalle sera souvent donné plutôt qu'une seule valeur de coefficient de diffusion apparent. Par exemple, pour un béton B30 âgé de 28 jours soumis à un essai de migration sous champ électrique en régime non stationnaire, le coefficient de diffusion apparent était compris entre 15 et $20 \times 10^{-12} \text{m}^2.\text{s}^{-1}$.

9. Conclusions

- La pénétration des chlorures dans un environnement naturel a lieu sous l'effet de deux mécanismes : l'absorption capillaire et la diffusion. L'absorption capillaire se produit lorsque le béton sec ou partiellement saturé est imbibé par la solution saline. La diffusion résulte d'un gradient de concentration en chlorures de la solution porale entre la surface exposée et le cœur sain, elle se produit en milieu saturé. Dans le cas de cycles d'humidification et séchage,

les deux mécanismes peuvent coexister. Cela concerne par exemple les zones de marnage des ouvrages partiellement immergés.

- Dans le cadre de méthodes de conception performantielles, il est donc important de connaître au moins ces deux propriétés du matériau : absorption et diffusion. Si la mesure de l'absorption d'eau fait l'objet d'un mode opératoire normalisé (la norme NF EN 13369 [4]), ce n'est pas le cas du coefficient de diffusion. La diffusion naturelle dans le béton étant généralement trop lente pour la qualification des compositions, de nombreux modes opératoires ont pour but de l'accélérer, notamment en imposant un champ électrique – on parle alors de migration. Selon les mécanismes mis en jeu et selon l'usage qui doit être fait de la grandeur obtenue, il est donc nécessaire de choisir le mode opératoire approprié.
- Les indicateurs de durabilité et en particulier le coefficient de diffusion sont aujourd'hui des paramètres indispensables dans l'évaluation des durées de vie des ouvrages en béton armé. Ils jouent un rôle majeur dans la modélisation des structures et dans la détermination de l'épaisseur d'enrobage qui répond aux exigences demandées. Reste à noter que les modes opératoires ainsi que les solutions analytiques ne sont désormais pas standards. La résolution analytique représente une vaste gamme de méthodologies allant des plus simples aux plus compliquées mais qui sont toutes basées sur des approximations. Les expériences représentées sont basées sur la norme européenne, elles utilisent des approximations allant dans le sens de la sécurité et donnent des résultats fiables servant d'élément de base pour la modélisation des ouvrages en béton.

Références:

- [1] AMARNI LYNDA,
Durabilité des éléments en béton armé en milieu agressifs corrosion des armatures.
Mémoire de magister Université de Mouloud Mammeri de TIZI- OUZOU (2012).
- [2] Nora EL AMRI, Mohamed SABBAR, Hamid CHAKIR, Ghita MANGOUB.
“ Détermination expérimentale du coefficient de diffusion des ions chlorures dans le
béton armé“, XII^{èmes} Journées nationales Génie Côtier – Génie Civil au Cherbourg/
France, le 12-14 juin 2012,
- [3] CHAUSSADENT Thierry et Al
(caractéristique microstructurales et propriété relatives à la durabilité des bétons :
Méthodes de mesure et d’essai de laboratoire).
document techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées LCPC
Ce document
- [4] Norme européenne NF EN 13369 : Règles communes pour les produits
préfabriqués en béton.

Sommaire

1. Introduction	1
2. Notion de perméabilité des ions chlorure dans les bétons.....	1
3. Différents types d'exposition à considérer	2
4. Les formes de chlorures dans les bétons	3
5. Les réactions physico-chimiques	3
6. Teneur critique en ions chlorures.....	4
7. Facteurs influant sur la pénétration des chlorures	4
- Le rapport E/C	4
- Les additions minérales et les ajouts	5
- La nature du ciment	5
- La teneur en eau	6
- Le flux de liquide	6
- La teneur en chlorure.....	7
8. Les essais	7
Essai1: Détermination du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton durci sous champ électrique.....	7
Essai2: Evaluation de la profondeur de pénétration des ions chlorure dans les bétons durcis par colorimétrie.....	9
a. Objet de la mesure et domaine d'application.....	9
b. Principe de la mesure.....	9
c. Dispositif expérimental.....	10
- Matériel	10
- Produits	10
- Précautions nécessaires	10
d. Méthodologie.....	10
e. Exploitation des résultats.....	11
f. Exemple d'utilisation de la méthode.....	12
8. Conclusions.....	13
Référence	14

LISTE DES TABLEAUX

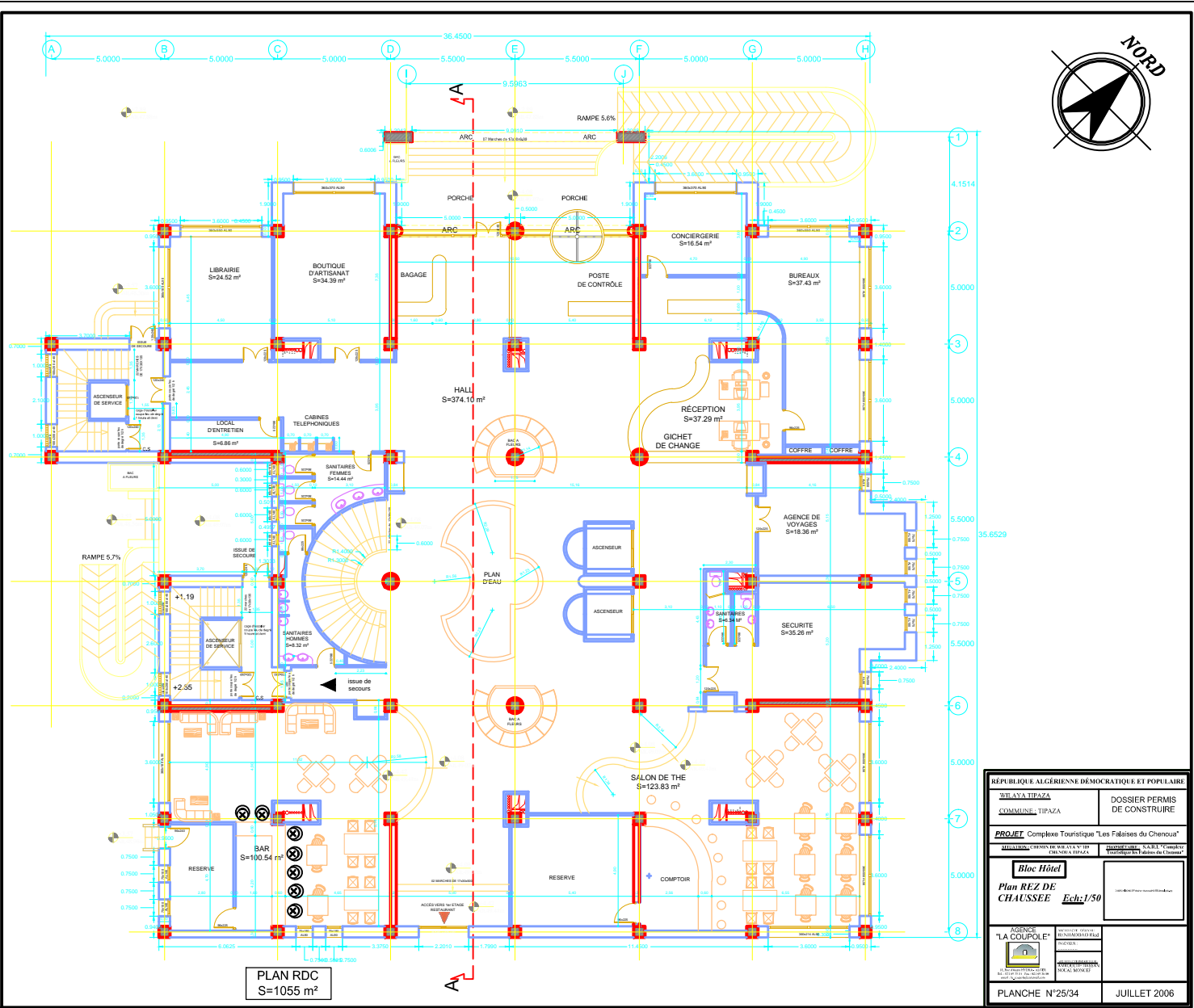
Tableau .1 . Analyse chimique des ciments de l'étude menée par FRANCY.....6

LISTE DES figures

Fig.1. Propriétés du béton.....2
Fig.2.Niveau d'exposition des structures et diffusion des chlorures.....3
Fig.3.Modèle de PAGE et al. D'attaque de l'acier par les ions chlorures.....4
Fig.4. Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pates de ciment totalement Hydraté et le rapport E/C.....5
Fig.5.Isotherme de fixation du chlore sur deux mortiers.....5
Fig.6.Profil en chlorure total après imbibition de 48 heures sur matériaux secs par de solutions saines à 20 g/l en NaCl.....7
Fig.7. Dispositif expérimental de la diffusion des chlorures8
Fig.8. Front de la diffusion.....8
Fig.9. Résultats du coefficient de diffusion.....9
Fig.10.Détermination du coefficient de la diffusion effectif : a) mesure de la profondeur de pénétration des ions chlorures dans le béton par la méthode colorimétrique b) caler le modèle sur le x_d13

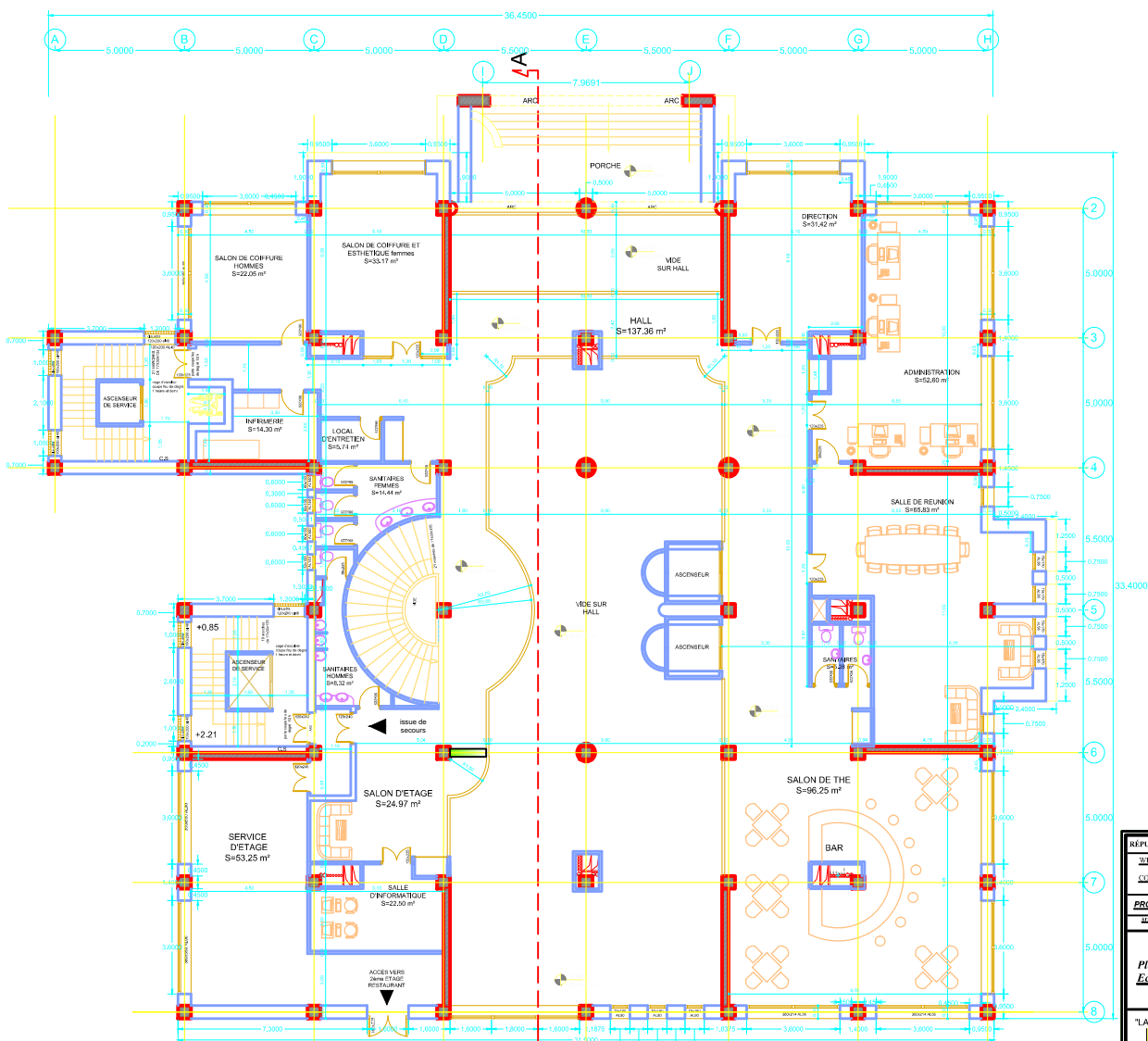
Annexe 1

les plans architecturaux



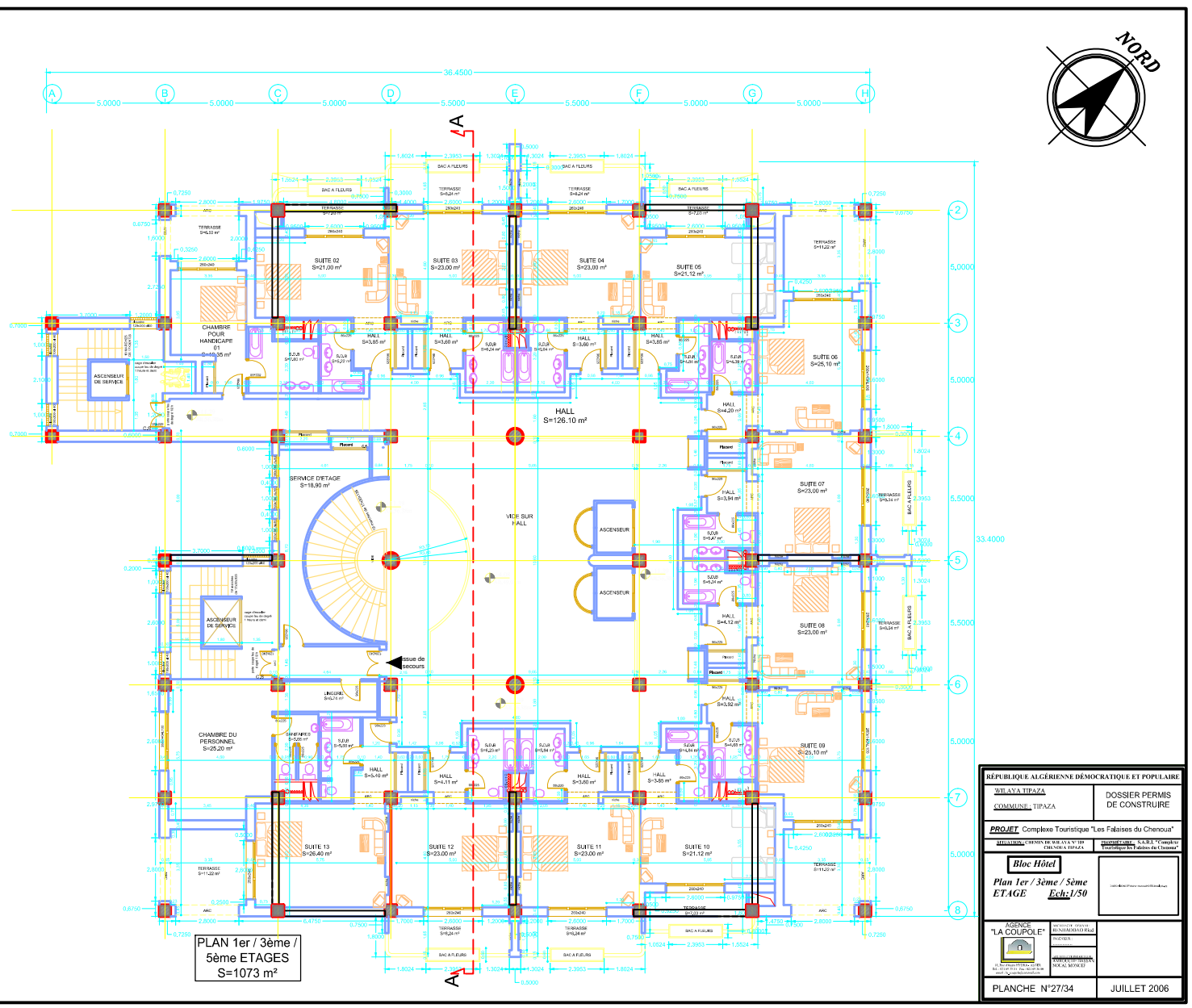
PLAN RDC
S=1055 m²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET : Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
<small> ARCHITECTE : M. EL BACHA EL BACHA ARCHITECTE D'INTERIEUR : M. EL BACHA EL BACHA ARCHITECTE D'INTERIEUR : M. EL BACHA EL BACHA </small>	
Bloc Hôtel Plan REZ DE CHAUSSEE Ech: 1/50	
AGENCE "LA COUPOLE" <small> 10, rue de la République 36000 ALGER TEL: 021 23 11 11 FAX: 021 23 11 11 </small>	ARCHITECTE GENERAL ARCHITECTE D'INTERIEUR ARCHITECTE D'INTERIEUR ARCHITECTE D'INTERIEUR
PLANCHE N°25/34	JUILLET 2006



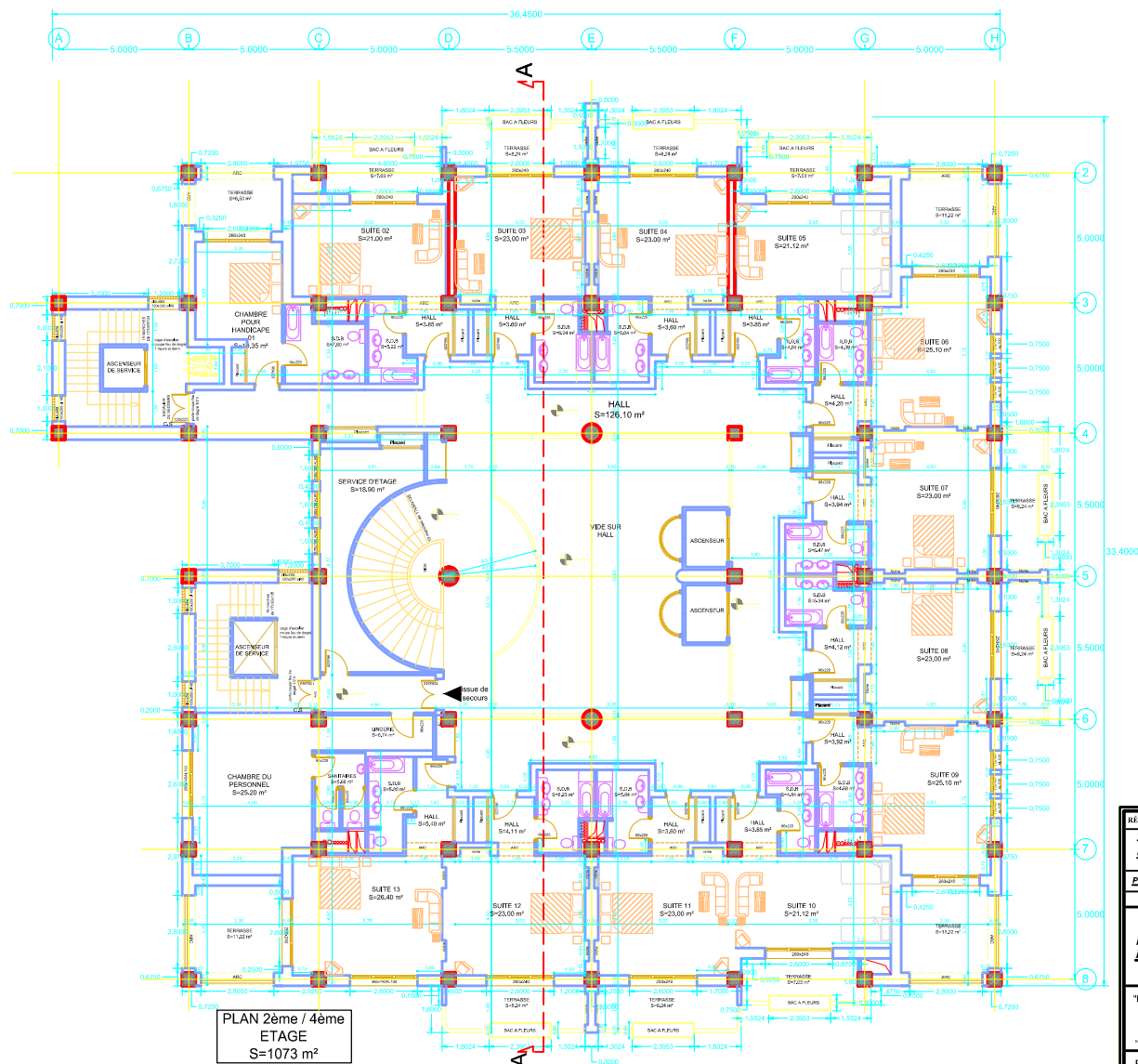
PLAN MEZZANINE
S=1055 m²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
Situations: PRESENT DE LA D.S. N° 01/02/03/04/05/06/07/08/09/10/11/12/13/14/15/16/17/18/19/20/21/22/23/24/25/26/27/28/29/30/31/32/33/34/35/36/37/38/39/40/41/42/43/44/45/46/47/48/49/50/51/52/53/54/55/56/57/58/59/60/61/62/63/64/65/66/67/68/69/70/71/72/73/74/75/76/77/78/79/80/81/82/83/84/85/86/87/88/89/90/91/92/93/94/95/96/97/98/99/100	
Bloc Hôtel	
Plan MEZZANINE	
Ech: 1/50	
<small>AGENCE "LA COUPOLE" ARCHITECTURE D'INTERIEUR</small> <small>10, rue de la République - 36000 TIZI OUCHEU</small> <small>03 44 44 44 44</small> <small>www.lacoupole.com</small>	
PLANCHE N°26/34	JUILLET 2006



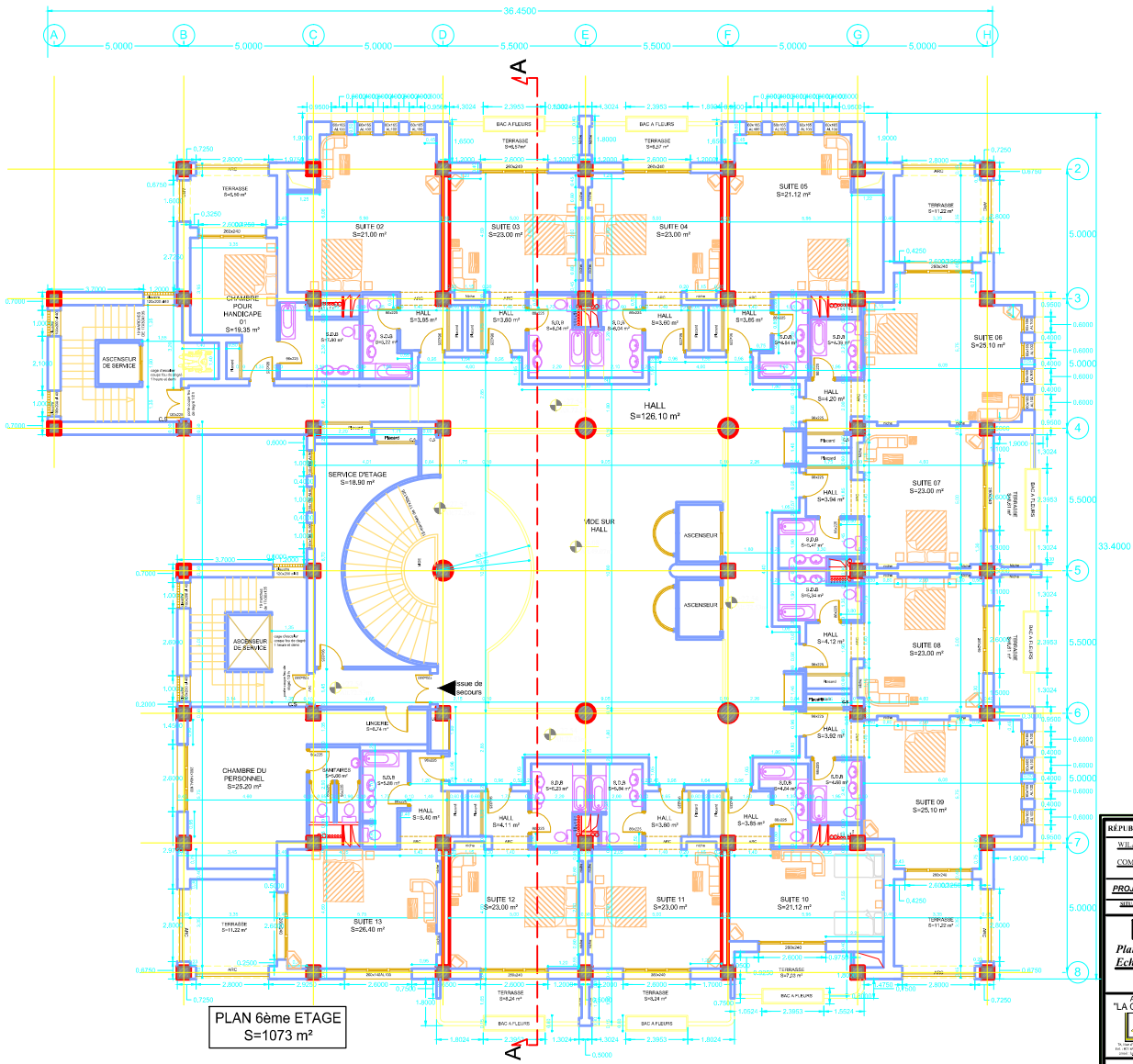
PLAN 1er / 3ème / 5ème ETAGES
S=1073 m²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET: Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
<small> REALISER: ARCHITECTE D'URBANISME ET D'AMENAGEMENT TERRITORIAL CONSULTANT: ARCHITECTE D'URBANISME ET D'AMENAGEMENT TERRITORIAL </small>	
Bloc Hôtel Plan 1er / 3ème / 5ème ETAGE Ech: 1/50	
<small> AGENCE "LA COUPOLE" ARCHITECTE D'URBANISME ET D'AMENAGEMENT TERRITORIAL 10, rue de la Liberté - ALGER TEL: 021 23 11 11 FAX: 021 23 11 11 </small>	
PLANCHE N°27/34	JUILLET 2006



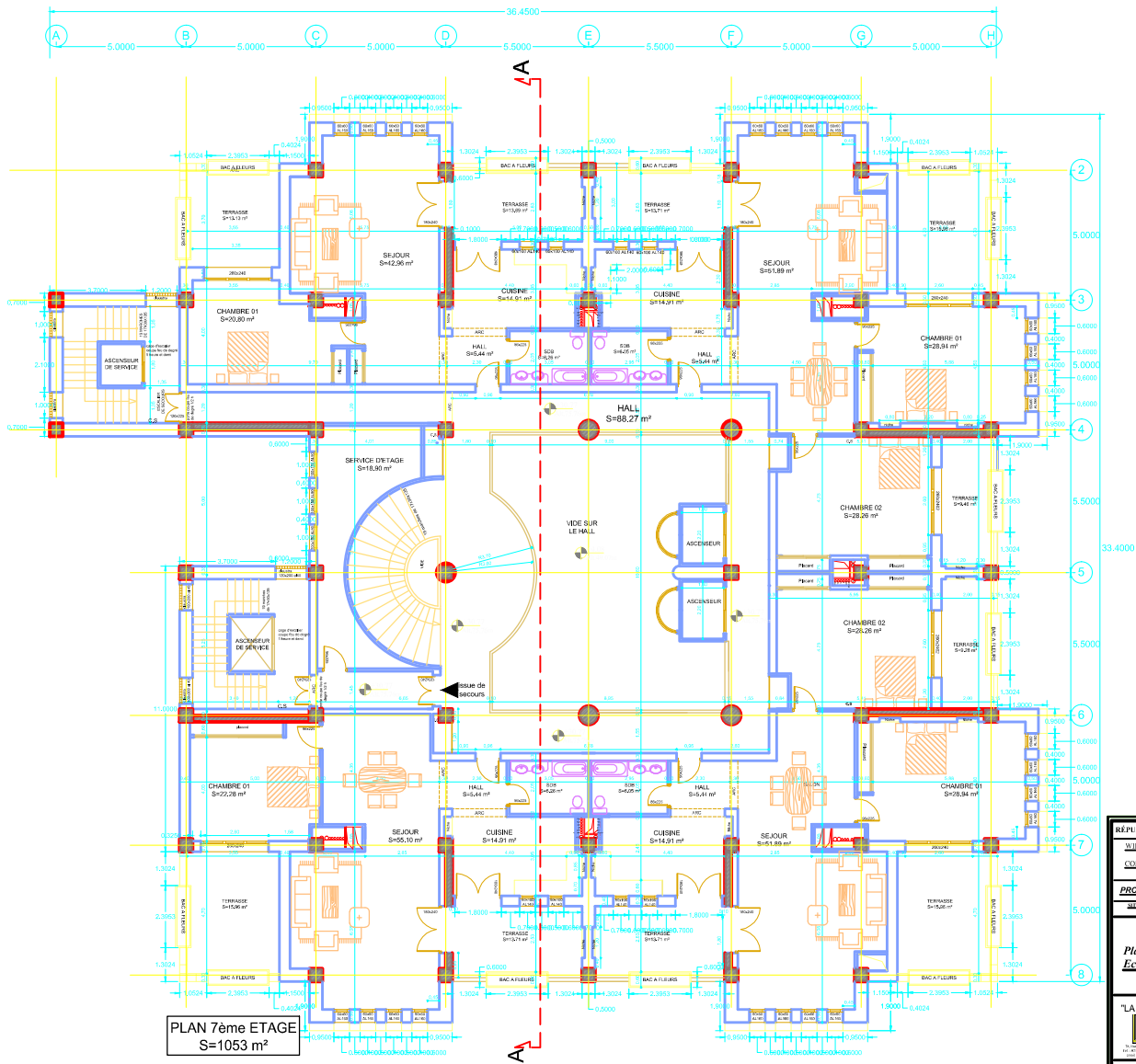
PLAN 2ème / 4ème
ETAGE
S=1073 m²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET : Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
<small> ARCHITECTE : M. EL BACHA EL BACHA ARCHITECTE D'INTERIEUR : M. EL BACHA EL BACHA ARCHITECTE D'EXTERIEUR : M. EL BACHA EL BACHA </small>	
Bloc Hôtel Plan 2ème / 4ème ETAGE Ech: 1/50	
AGENCE "LA COUPOLE" <small> 10, rue de la Liberté 16000 ALGER TEL: 021 23 12 34 56 FAX: 021 23 12 34 56 </small>	PLANCHE N°28/34 JUILLET 2006



PLAN 6ème ETAGE
S=1073 m²

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET: Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
BLOC HOTEL Plan 6ème ETAGE Ech: 1/50	
AGENCE "LA COUPOLE"	AGENCE D'ARCHITECTURE
Agence d'Architecture 10, rue de l'Indépendance 34000 Sète Tél: 04 76 88 11 11 Fax: 04 76 88 11 12	Agence d'Architecture 10, rue de l'Indépendance 34000 Sète Tél: 04 76 88 11 11 Fax: 04 76 88 11 12
PLANCHE N°29/34	JUILLET 2006

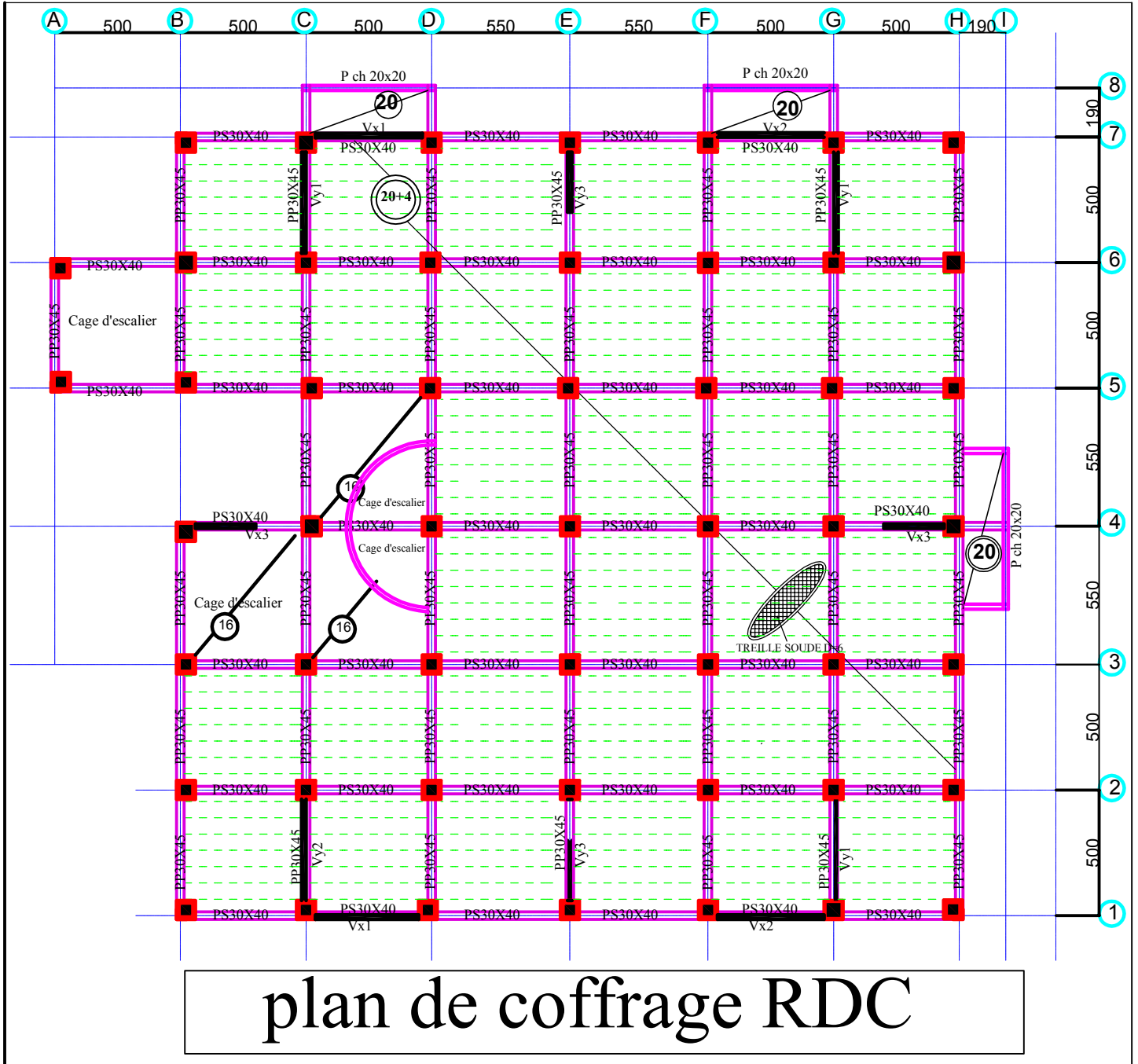


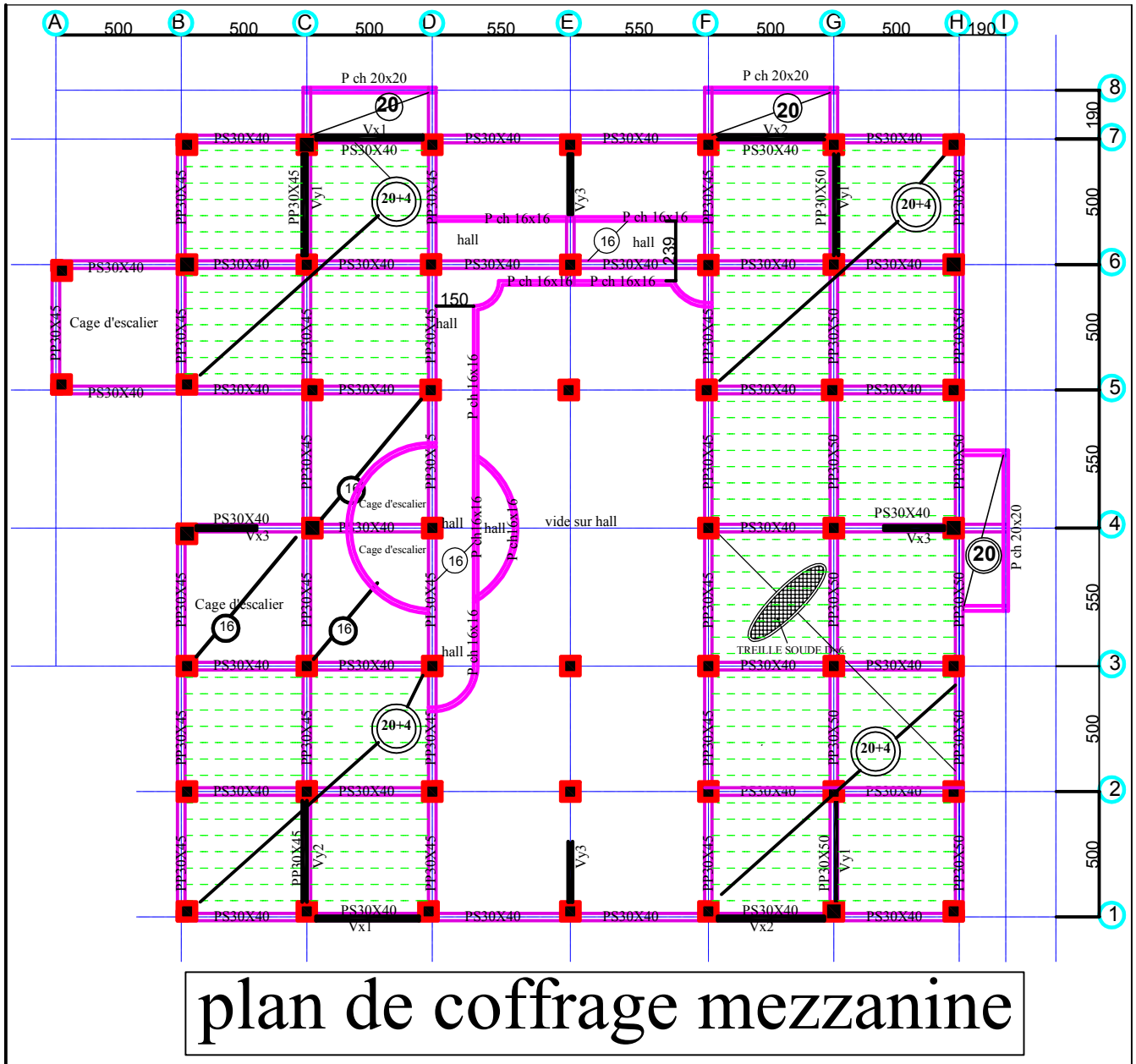
PLAN 7ème ETAGE
S=1053 m²

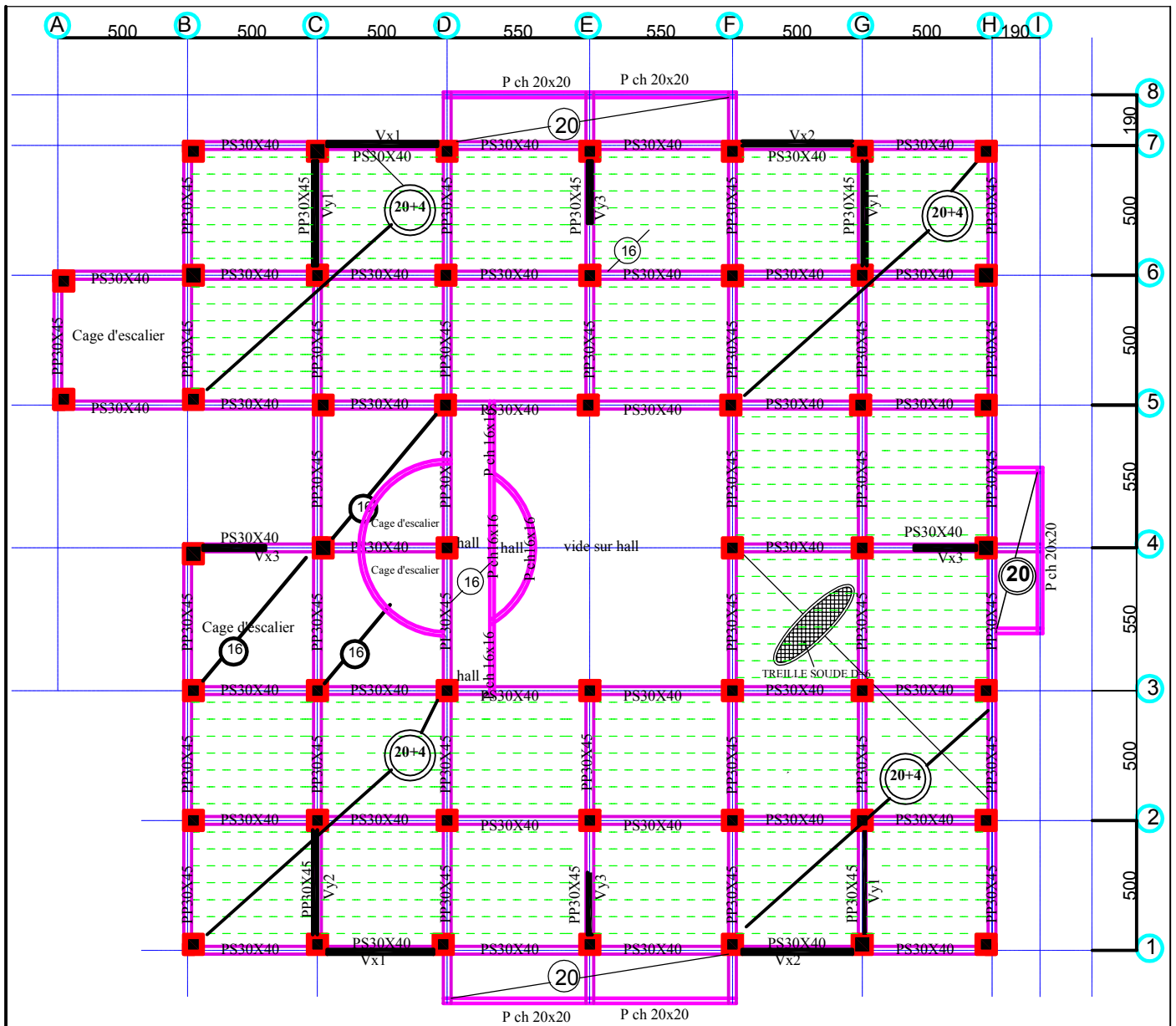
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA TIPAZA	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
COMMUNE TIPAZA	
PROJET : Complexe Touristique "Les Falaises du Chenoua"	
BLOC HOTEL Plan 7ème ETAGE Ech: 1/50	
AGENCE "LA COUPOLE"	AGENCE D'ARCHITECTURE
PLANCHE N°30/34	JUILLET 2006

Annexe2

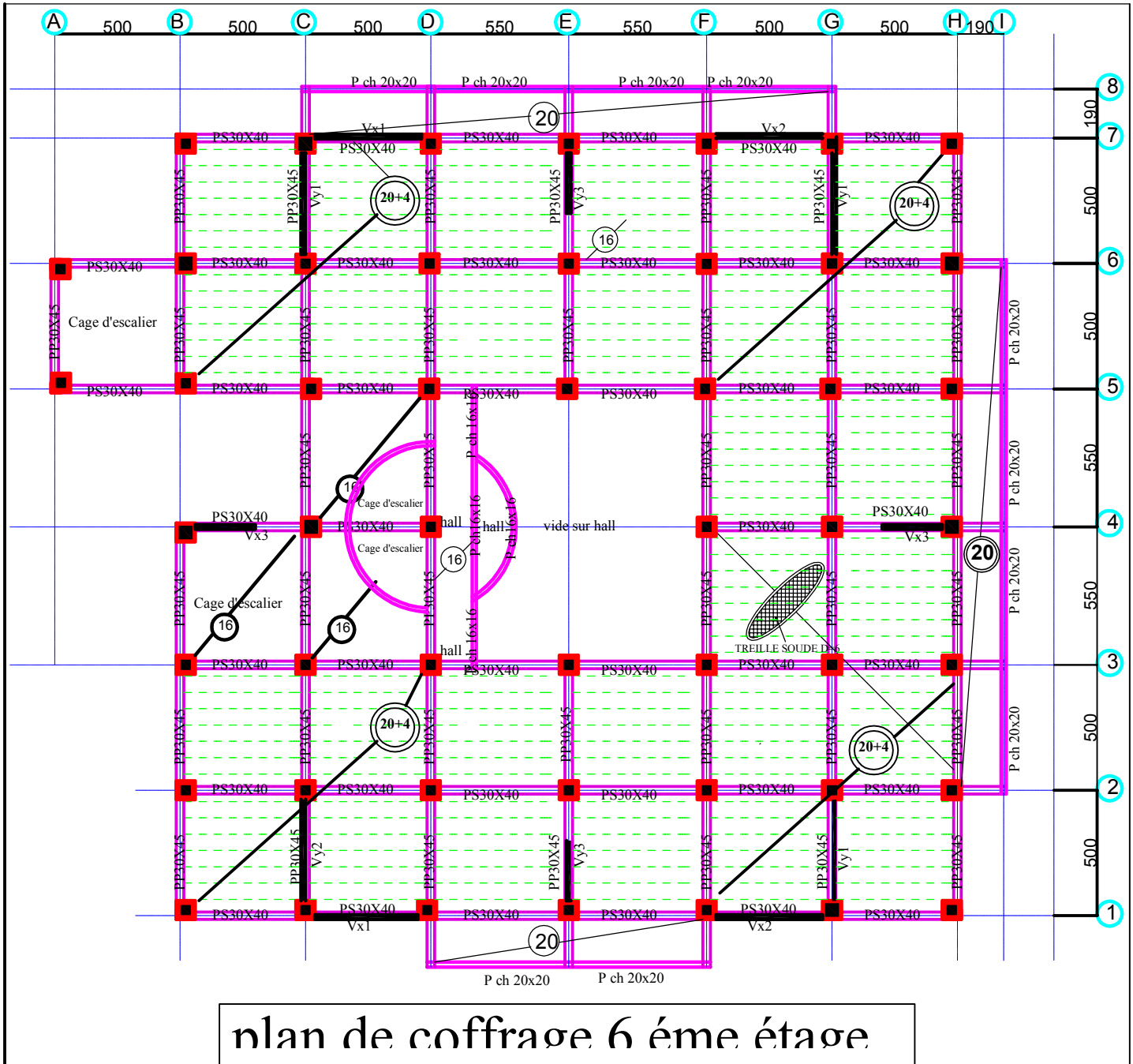
les plans de coffrages



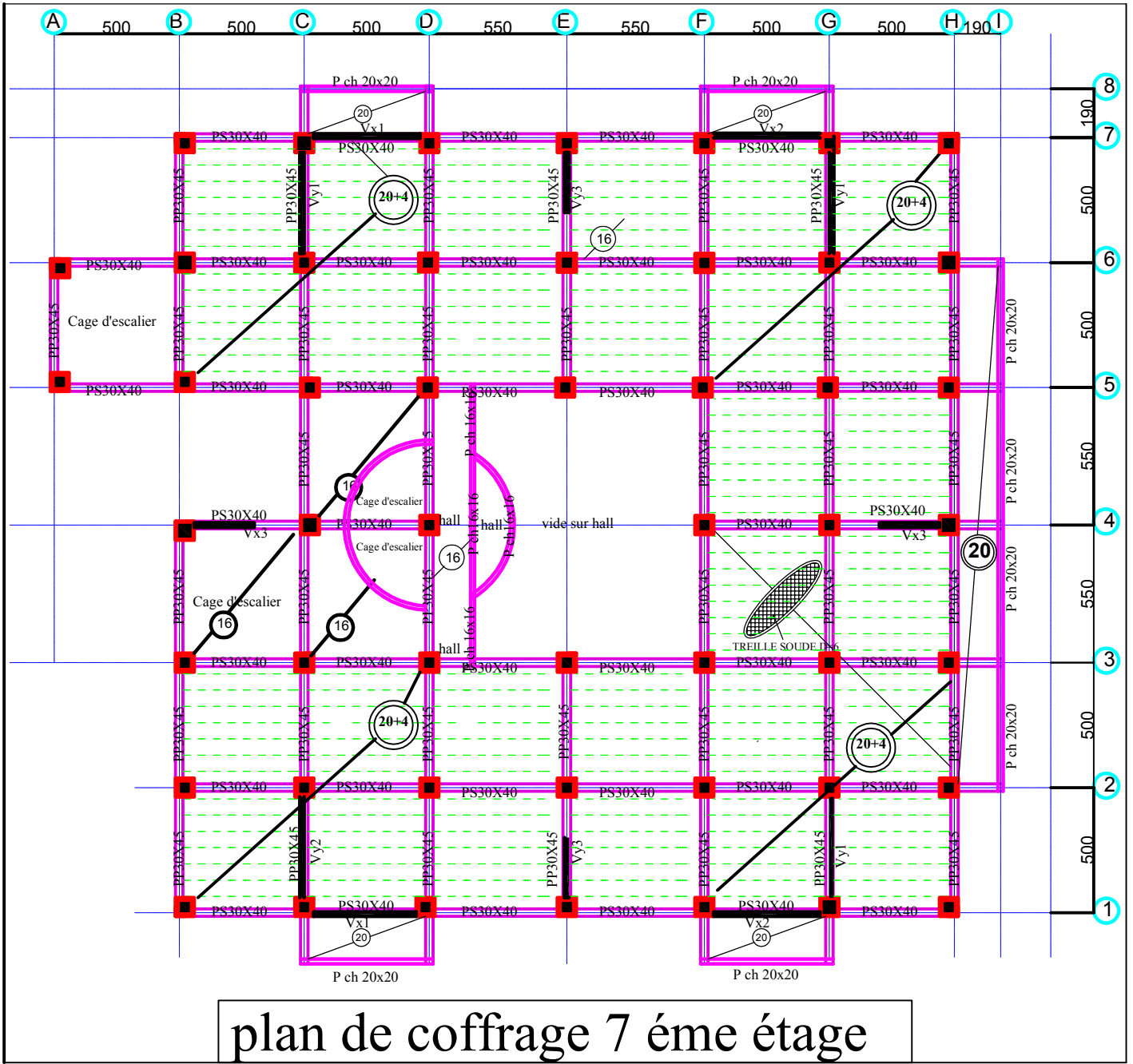




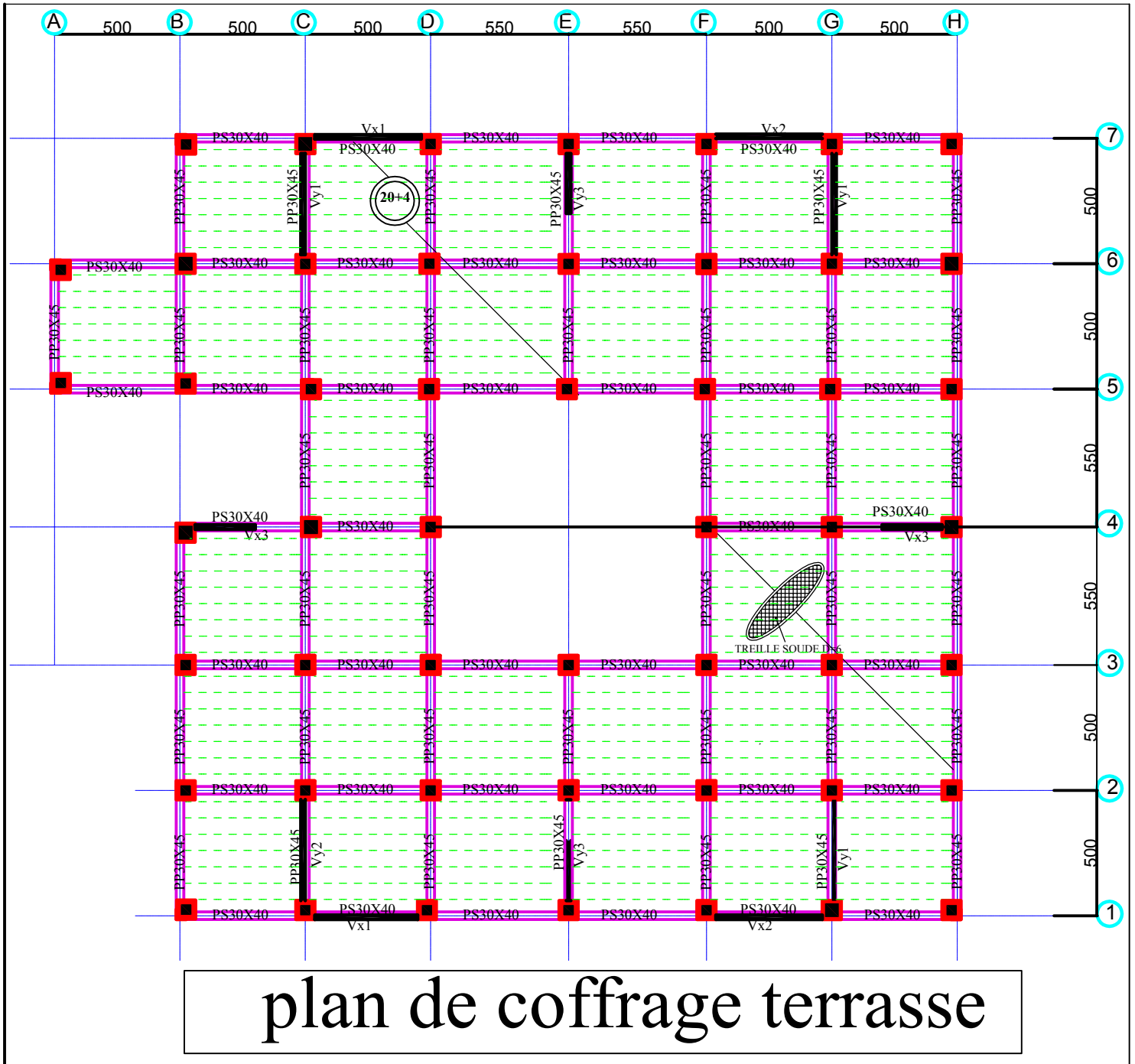
plan de coffrage 1er/ 2ème/3ème /4ème/5 ème étages



plan de coffrage 6^{ème} étage



plan de coffrage 7 ème étage



plan de coffrage terrasse

Annexe3

CALCUL DES VOILES

"METHODE DES CONTRAINTES"

CALCUL DES VOILES "METHODE DES CONTRAINTES"

$f_e =$	400	Mpa
$f_{c28} =$	25	Mpa
$f_{t28} =$	2.1	Mpa
$\gamma_s =$	1	
$\gamma_b =$	1.15	
$\sigma_s =$	400	Mpa
$\sigma_{bc} =$	15.00	Mpa
$f_{bu} =$	18.48	Mpa
$c = c' =$	0.025	m
$h_{\text{étage}} =$	3.29	m

Longueur du voile : L	3.38	m
épaisseur du voile : e	0.18	m
Surface totale : B	1.04	m²
Bras de levier : v	1.69	m
Inertie du voile : I	0.577	m⁴

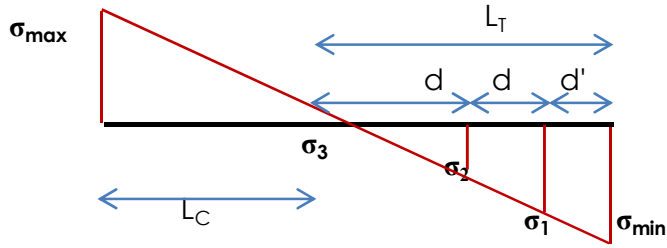
CALCUL DES ARMATURES VERTICALES

Effort normal : N	2945.16	KN
Moment : M	7077.86	KNm

$\sigma_{\max} =$	23558.12	KN/m²
$\sigma_{\min} =$	-17866.99	KN/m²

Donc :	$L_c =$	1.92	m
	$L_T =$	1.46	m

◆ SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE



Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur "d"

$d \leq \min [h_{\text{étage}}/2 \text{ où } 2*L_C/3] = 1.28 \text{ m}$ art : 7.7.4 RPA

On prendra :

1 ^{ère} bande	d' =	0.75	m	(Poteau)
2 ^{ème} bande	d1 =	0.71	m	< 1.38
3 ^{ème} bande	d2 =	0.00	m	
4 ^{ème} bande	d3 =	0.00	m	
5 ^{ème} bande	d4 =		m	

* Le ferrailage de la 1^{ère} bande

$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d') / L_T = 8661.41 \text{ KN/m}^2$

$N_{u1} = 1/2 (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d' \cdot e = 1790.67 \text{ KN}$

* Le ferrailage de la 2^{ème} bande

$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d1 - d') / L_T = -53.21 \text{ KN/m}^2$

$N_{u2} = 1/2 (\sigma_2 + \sigma_1) \cdot d \cdot e = 550.06 \text{ KN}$

* Le ferrailage de la 3^{ème} bande

$\sigma_3 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d1 - d2 - d') / L_T = -53.20599 \text{ KN/m}^2$

$N_{u3} = 1/2 (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot d \cdot e = 0.00 \text{ KN}$

* Le ferrailage de la 4^{ème} bande

$\sigma_4 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d1 - d2 - d3 - d') / L_T = -53.21 \text{ KN/m}^2$

$N_{u4} = 1/2 (\sigma_3 + \sigma_4) \cdot d \cdot e = 0 \text{ KN}$

* Le ferrailage de la 4^{ème} bande

$\sigma_5 = 0.00 \text{ KN/m}^2$

La section d'acier à mettre pour chaque bande est :

$A_1 = N_{u1} / \sigma_s =$	44.77	cm²	$A_{v1} =$	9.05	cm²
$A_2 = N_{u2} / \sigma_s =$	13.75	cm²	$A_{v2} =$	12.57	cm²
$A_3 = N_{u3} / \sigma_s =$	0.00	cm²	$A_{v3} =$		cm²
$A_4 = N_{u4} / \sigma_s =$	0.00	cm²	$A_{v3} =$		cm²
$A_5 = N_{u5} / \sigma_s =$	0.00	cm²	$A_{v3} =$		cm²

Section minimale

* Armatures verticales

1) Compression simple :

Amin = 4 cm²/ml de longueur

0.2% de la section comprimée

Soit : Amin = **0.000691** m² Amin = **6.9096053**

7.09 **cm²**

1) Traction simple : Amin_{BAEL} = **6.71** **cm²** < **9.05 + 12.57**

0.00 **cm²**

2.70 **cm²**

Amin_{RPA} = **2.56** **cm²**

0.00 **cm²**

* Armatures horizontales

$A_{HBAEL} = A_v / 4 =$ **2.26** **cm²**

$A_{HRPA} = 0.15\% \cdot B_{voile} =$ **15.53** **cm²**

cm2