PDF Page Organizer - Foxit Software

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahyia Fares
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
en Génie Civil
Option : Structure

ETUDE D'UNE CLINIQUE ANTICANCEREAUX (SS+RDC+6)

Etudié par :
Talamali Walid
Ettouhari Aimene

Dirigé par :
Mr SAIDI Mohamed Mouloud

2015 - 2016

PDF Page Organizer - Foxit Software



DEDICACE

*

Tout d'abord, On tient à remercier le Bon Dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, qu'on dédie:

- *Nos parents que Dieu les protège.*
- *toutes nos familles et nos amis*
- *Toutes personnes atteintes des maladies graves surtout du cancer et on prie dieu pour leur guérisons et d'alléger leur souffrances.*

W.TALAMALI & A.ETTOUHARI

PDF Page Organizer - Foxit Software

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr SAIDI pour sa disponibilité, pour son aide et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet,

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation en Génie Civil.

On remercie le bureau d'étude d'ingénierie Mr Mokadem Fouad et le bureau d'étude d'architecture et d'urbanisme Mr Talamali Hafid qui ont mis à notre disposition les moyens nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur uneclinique anticancéreux en SS+R+6 implanté en zone de sismicité moyenne (zone II_b),le bâtiment a une ossature contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisièmeétape sera le calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, poutrelles, la table de compression et dalle machine).
- Laquatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques.
- Cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

PDF Page Organizer - Foxit Software

ملخص

هذا المشروع عبارة عندراسة تقنية لإنجاز عيادة طبية ضد السلطان تتألف من طابق تحت ارضي+ طابق ارضي+6 *طوابق* بمدينة المديـــة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II_bحسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

مقاومة البناية للكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارظات و الأعمدة + الجدران المسلحة

هذا المشروع مؤسس عبـر مقاييس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري99 المعدل في2003(***RPA99 version 2003***) و مقياسات لاسمنت المسلح(***CBA93***).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة عناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال SAP2000.V17.0.1

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier une clinique anti-cancéreux en ss+RDC+6 étage,, Il est implanté à MEDEA la wilaya de MEDEA. Cette région est classée en zone sismique II_b selon le ***RPA99 version 2003***.

Cet ouvrage est une structure contreventée par des voiles en béton armé. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au ***RPA99 version 2003*** et ***CBA93***.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis on SAP2000.V17.0.1

ABSTRACT

This project deals with the study of a cancer clinic with Underground+ground+8 storiesfloors in the city of MEDEA in MEDEA wilaya. This is classified in a high seismicity region (IIb) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003.
The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

PDF Page Organizer - Foxit Software

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 v17.0.1 »..

PDF Page Organizer - Foxit Software

Notations

- ***Majuscules romaines :***

B_r: Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_s: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e: Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal de service.

N_U: Effort normal ultime.

G : Charge permanente. Q : Charge d'exploitation. E : Charge sismique

- ***Minuscules romaines :***

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj}: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

f_{t28}: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Majuscules grecques :***

  Σ : sommation.

  W: poids.

- ***Minuscules grecques :***

α:Angle.

ε: Déformation relative.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

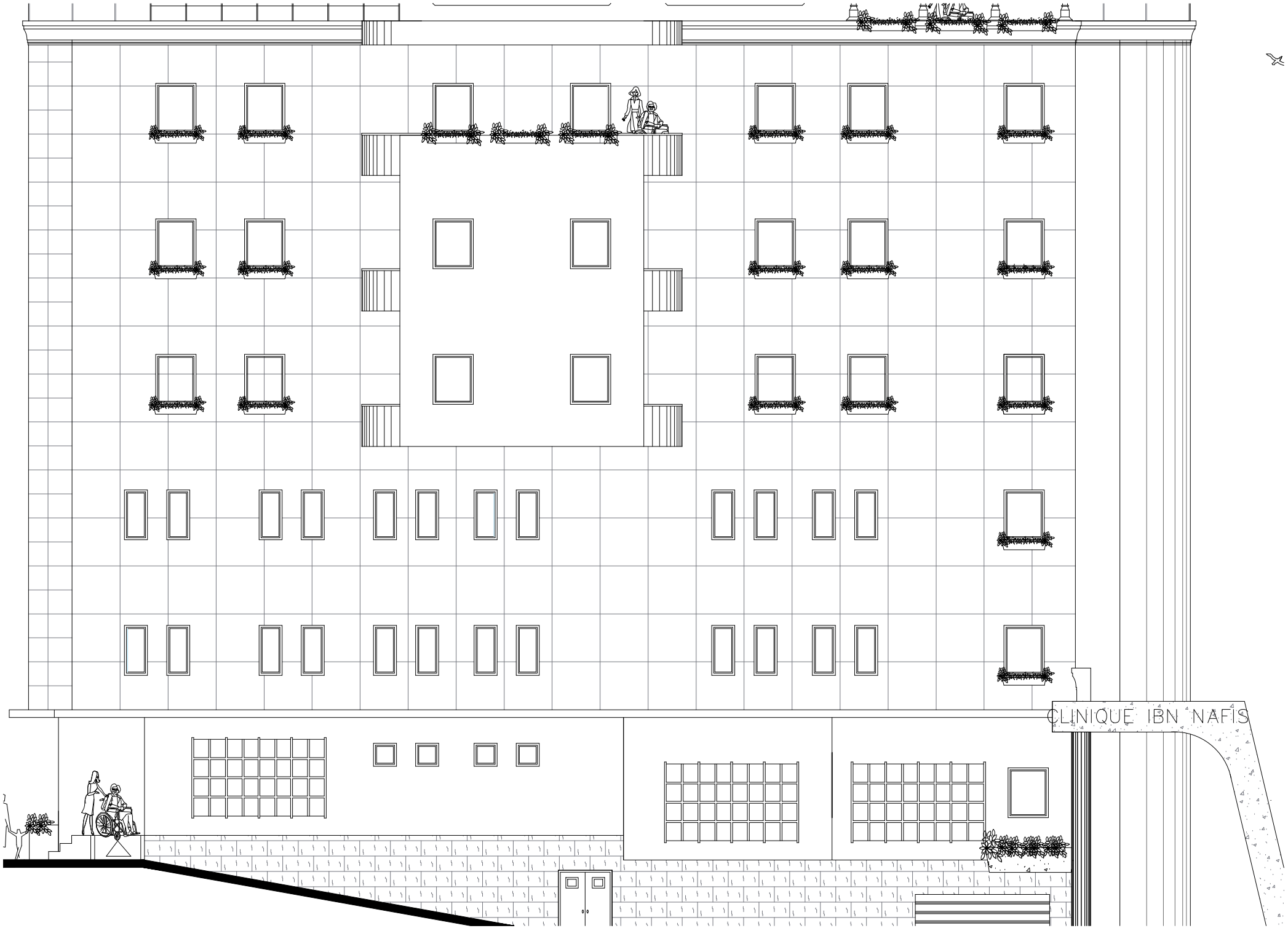
τ : Contrainte tangentielle.

- ***Autres notations :***

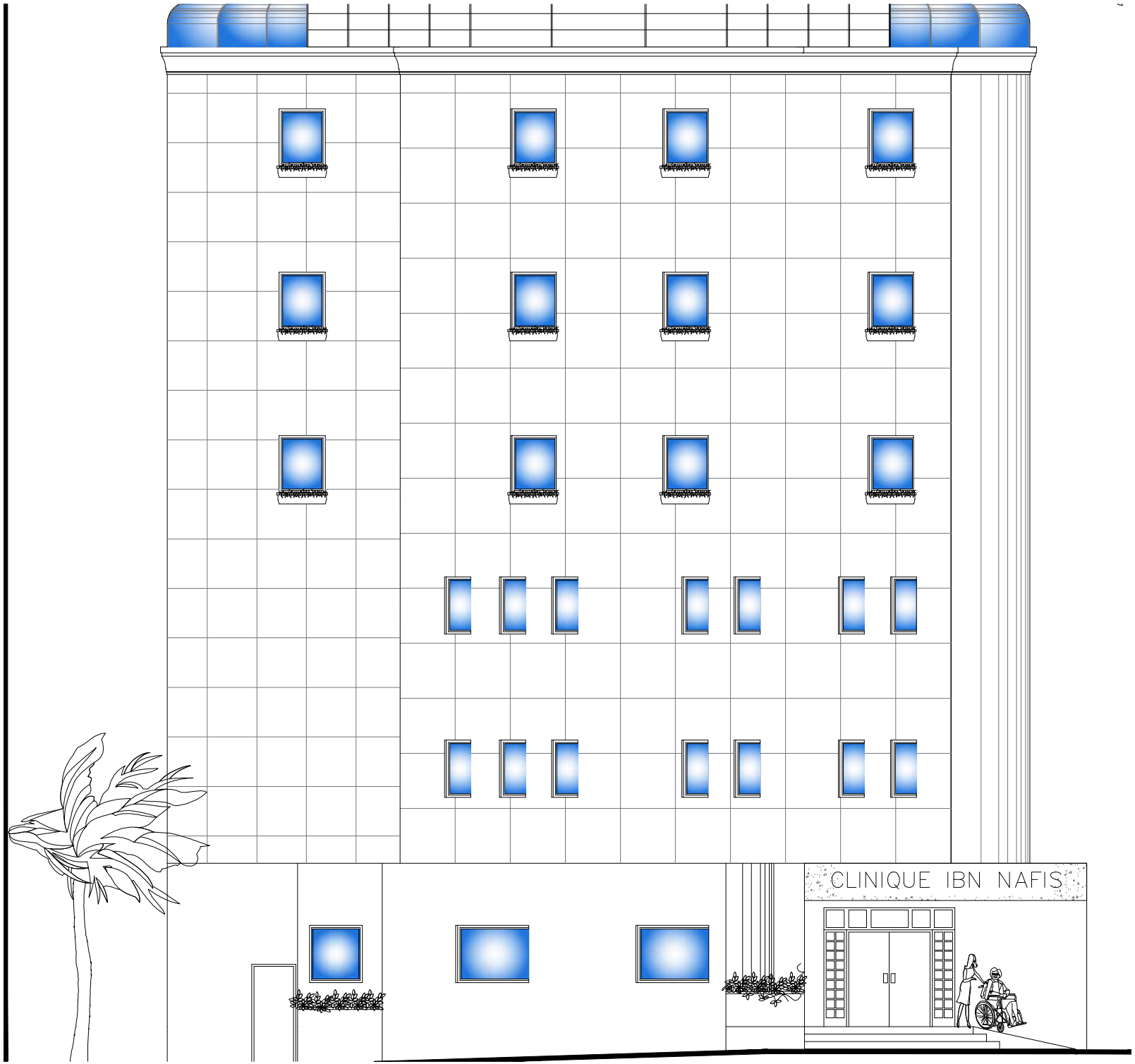
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

PDF Page Organizer - Foxit Software

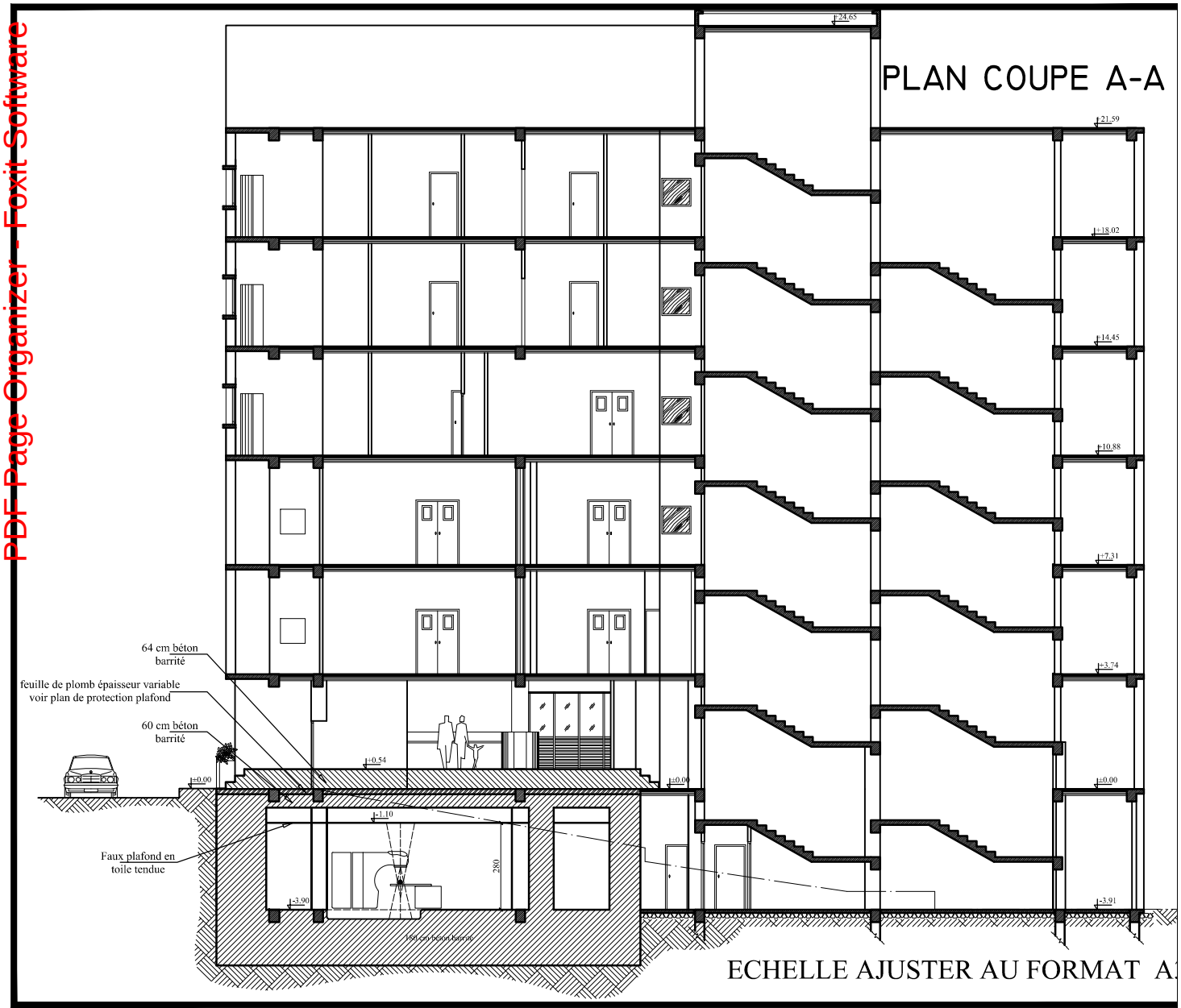


PDF Page Organizer - Foxit Software



PDF Page Organizer – Foxit Software

PLAN COUPE A-A

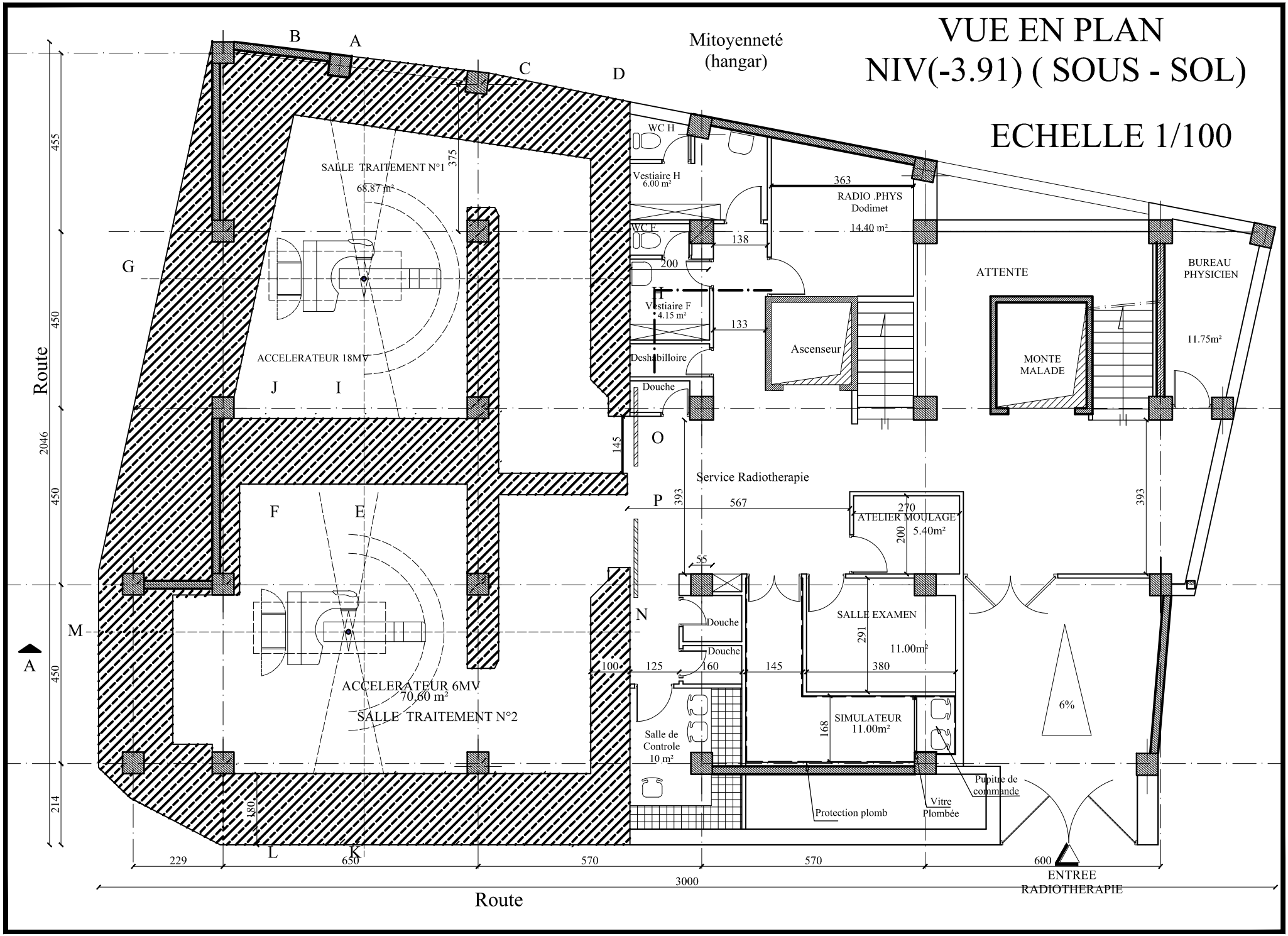


ECHELLE AJUSTER AU FORMAT A

PDF Page Organizer - Foxit Software

VUE EN PLAN
NIV(-3.91) (SOUS - SOL)

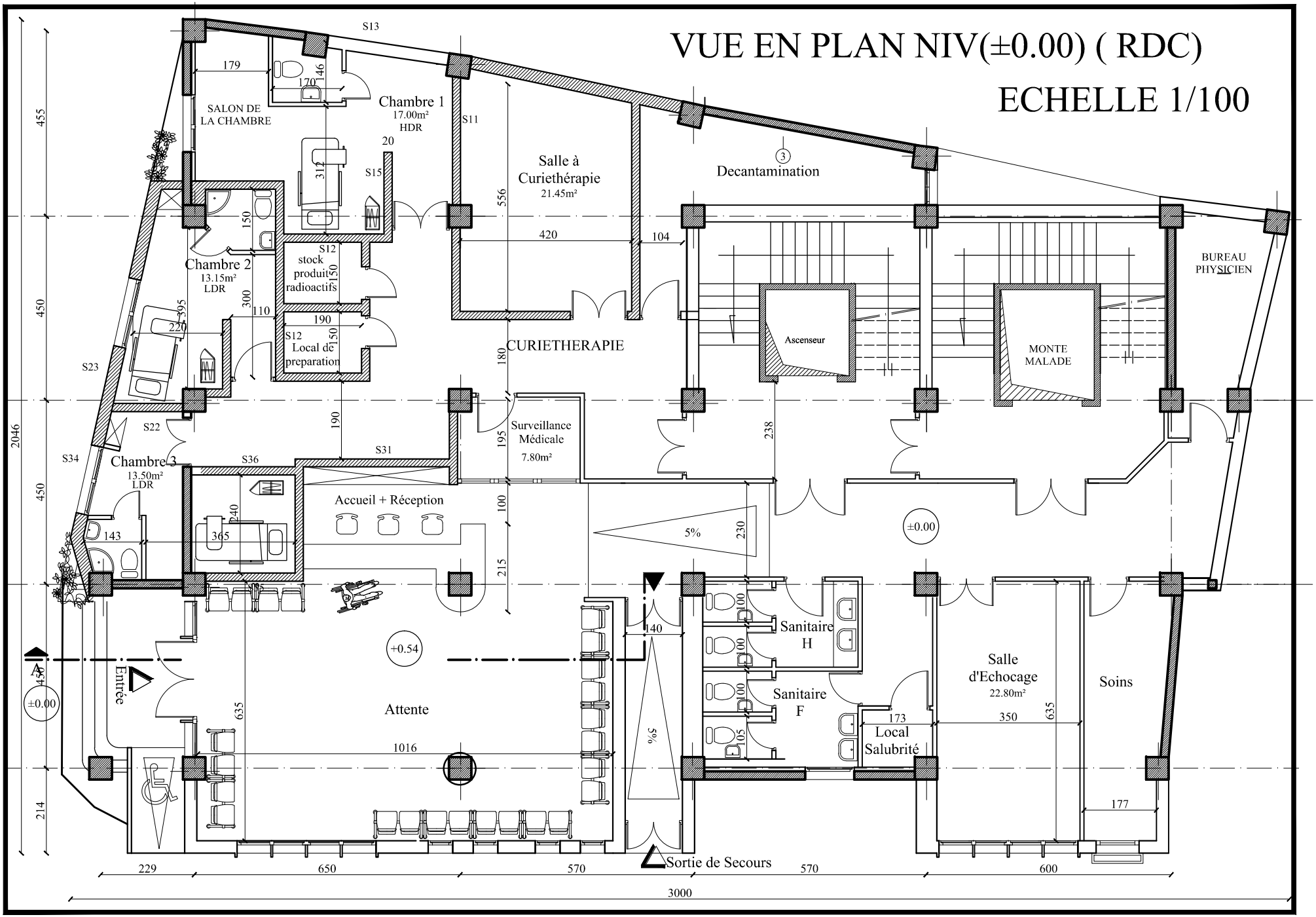
ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

VUE EN PLAN NIV(±0.00) (RDC)

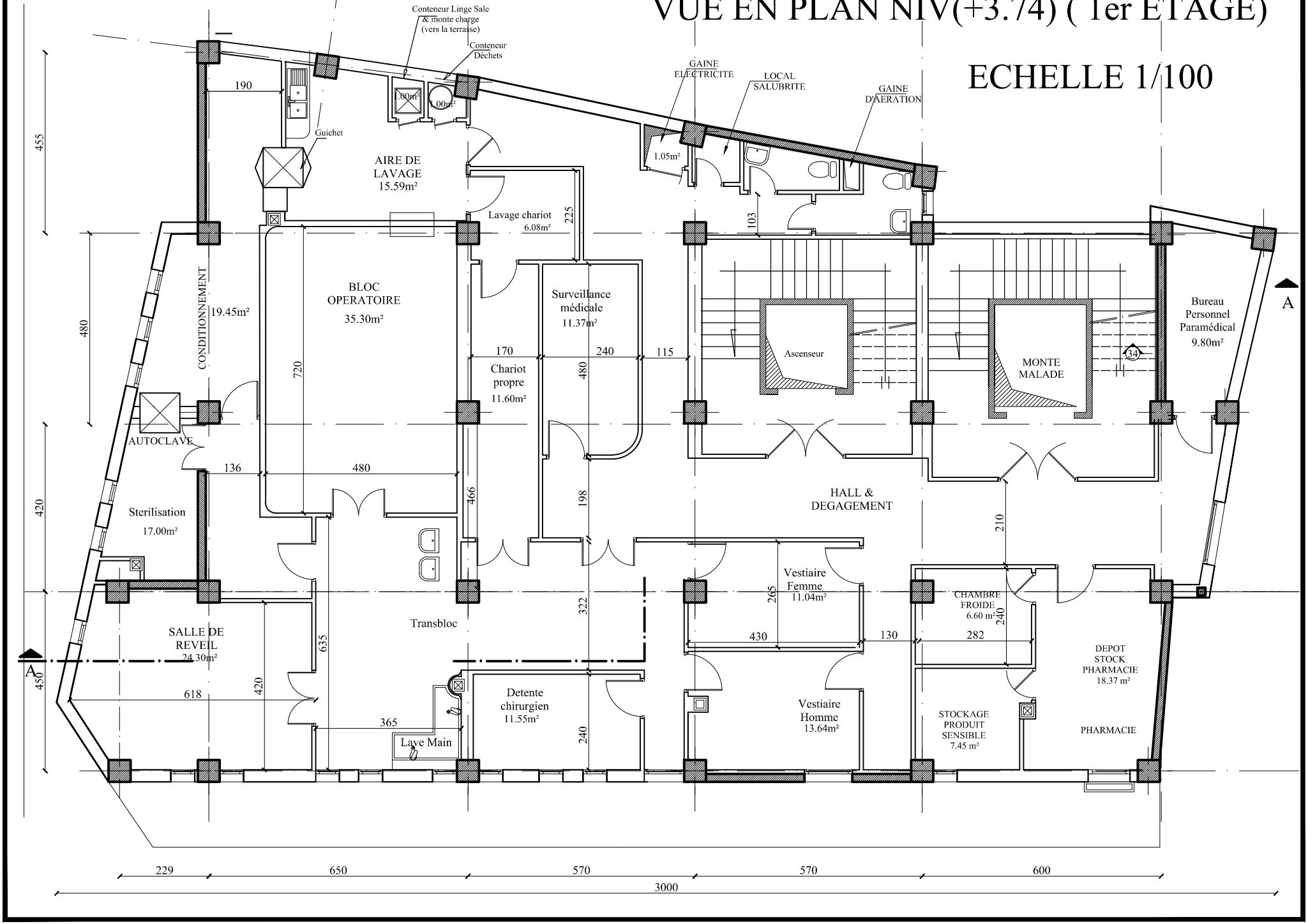
ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

VUE EN PLAN NIV(+3.74) (1er ETAGE)

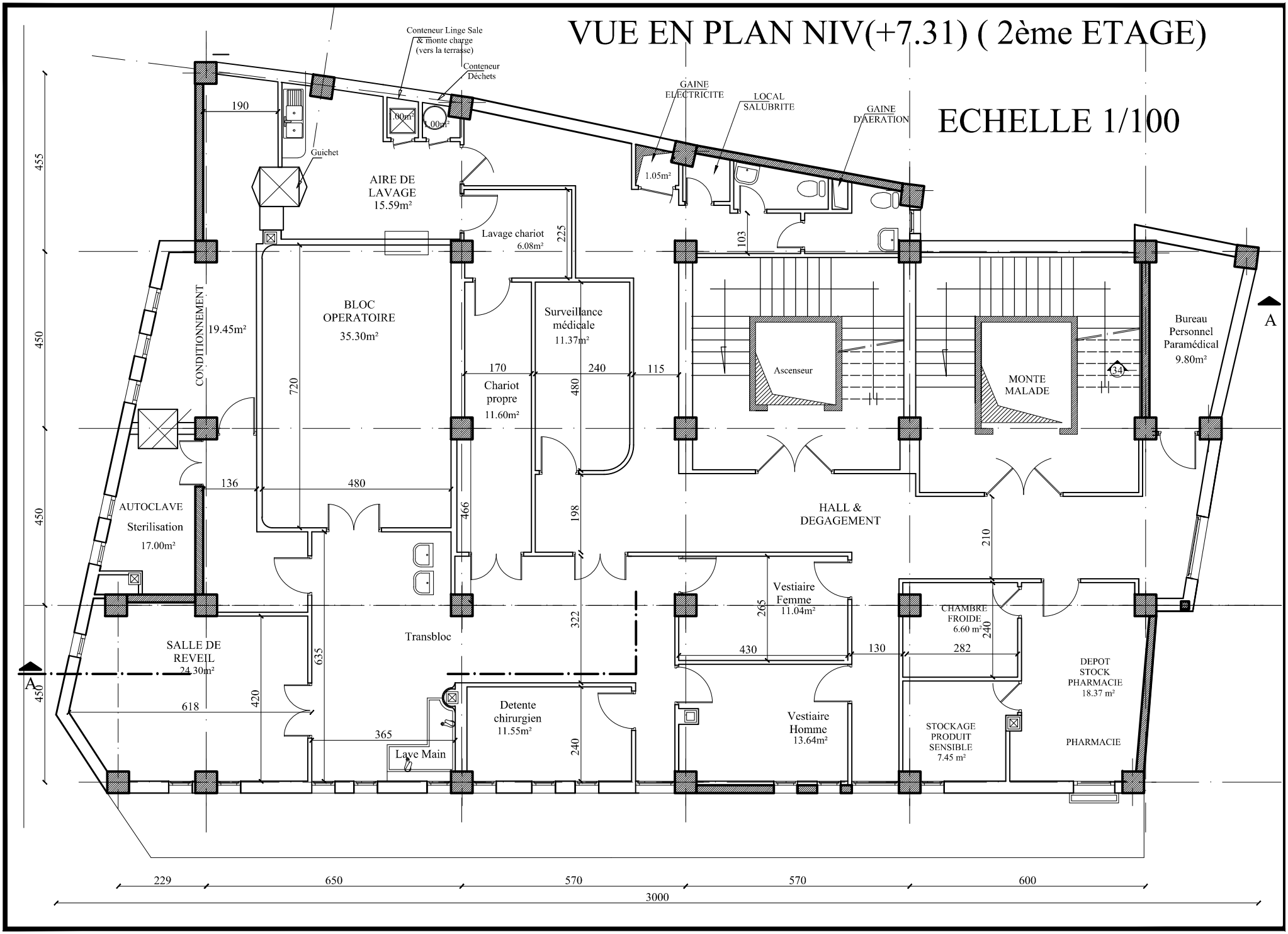
ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

VUE EN PLAN NIV(+7.31) (2ème ETAGE)

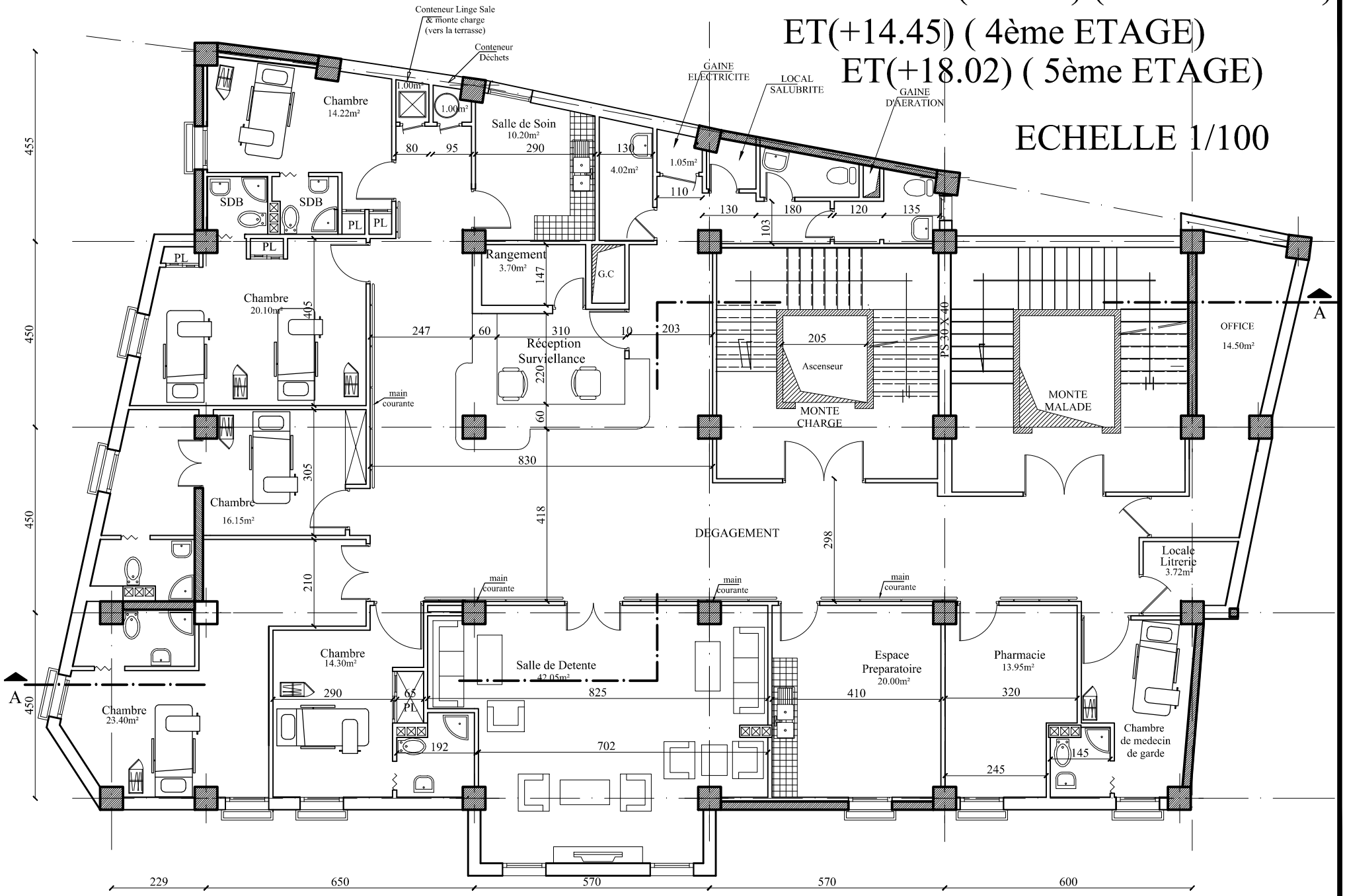
ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

VUE EN PLAN DES NIVEAUX(+10.88) (3ème ETAGE)
ET(+14.45) (4ème ETAGE)
ET(+18.02) (5ème ETAGE)

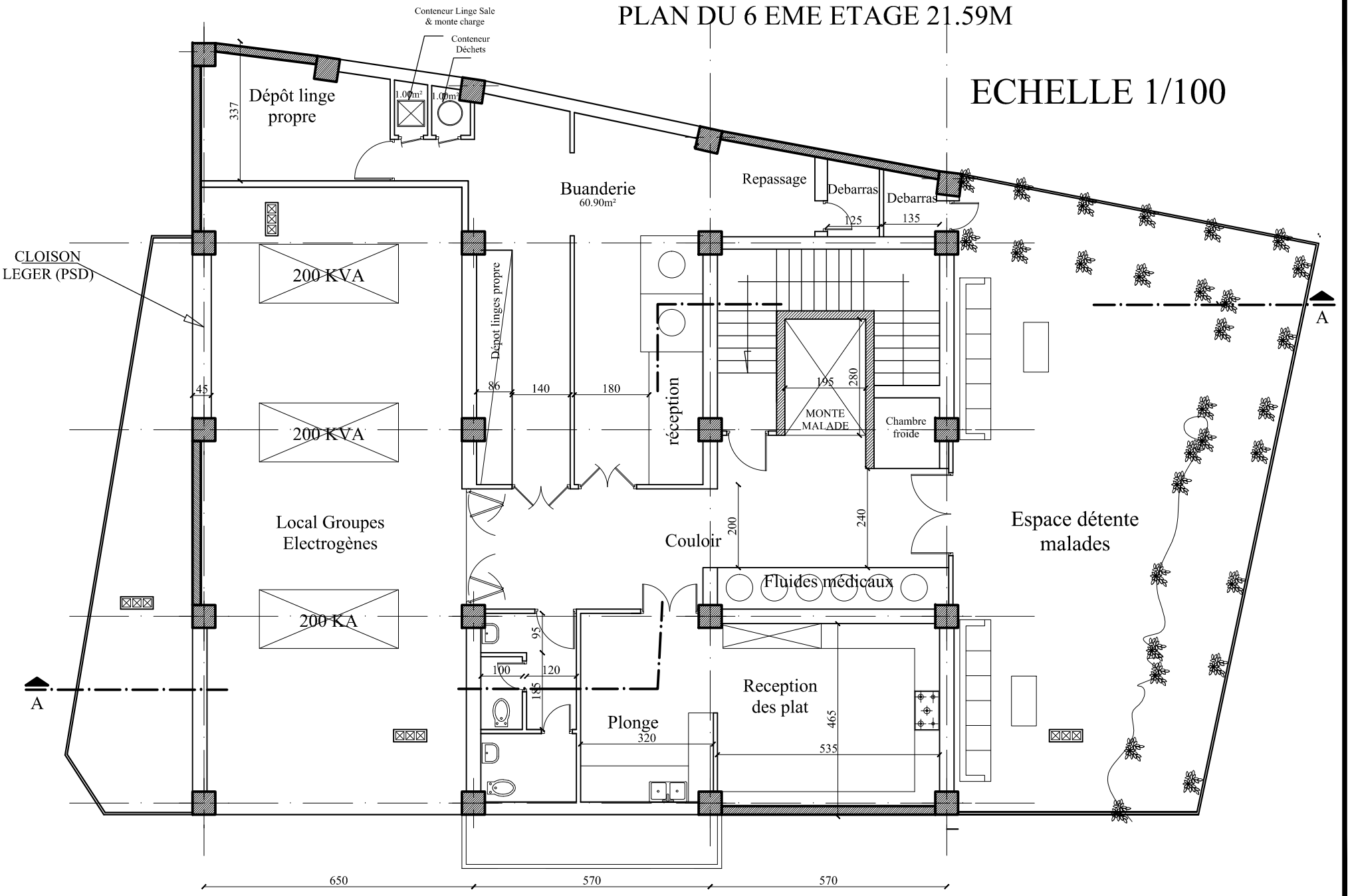
ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

PLAN DU 6 EME ETAGE 21.59M

ECHELLE 1/100



PDF Page Organizer - Foxit Software

Liste des tableaux :

Tableau I-1 *:Caractéristique mécanique des aciers* *8*

Tableau II-1 *: Charges permanentes de plancher corps creux terrasse* *11*

Tableau II-2 *: Charges permanentes de plancher dalle pleine terrasse* *12*

Tableau II-3 *: Charges permanentes de plancher courant corps creux* *13*

Tableau II-4 *: Charges permanentes de plancher courant dalle pleine* *14*

Tableau II-5 *: Charges permanentes du mur extérieur* *15*

Tableau II-6 *: Charges permanentes du mur intérieur* *15*

Tableau II-7 *: Résume de justification du poteau* *22*

Tableau II-8 *:Ccalcul des charges permanente* *22*

Tableau II-9 *: Efforts normal ultime d'un poteau* *23*

Tableau II-10 *:Rrésume de justification du poteau* *25*

Tableau III.1*: Dimensions et caractéristiques de l'acrotère* *29*

Tableau III-2 *: Charges permanentes du palier.* *36*

Tableau III-3 *: Charges permanentes de la paillasse* *36*

Tableau III-4 *: Effort tranchant de l'escalier* *37*

Tableau III-5 *: Calcul du ferraillage* *40*

Tableau III-6: *Calcul du ferraillage a l'ELU* *46*

Tableau III-7 *:Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palièr)* *47*

Tableau III-8 *: Poids de la dalle pleine* *48*

Tableau III.9 *: Travail externe* *50*

Tableau III.10 *: Travail interne* *50*

Tableau III.11 *: Palcule du ferraillage a l'elu* *51*

Tableau III.12 *: Vérification des contraintes a l'els* *52*

Tableau III.13*: Poids permanant de la dalle permanente* *53*

Tableau.III.14 *: Les charges concentrées* *53*

Tableau III.15 *: Travail externe* *54*

Tableau III.16 *: Travail interne* *55*

Tableau III.16*: Calcul du ferraillage a l'elu* *56*

Tableau III.17*: Vérification des contraintes a l'els* *57*

Tableau III-18 *: Les charges de la poutrelle avant collage* *59*

PDF Page Organizer - Foxit Software

***Tableau III-19**: Calcul des moments* 59
***Tableau III-20** : Détermination le nombre des étaiements* 59
***Tableau III.21** Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)* 61
***Tableau III.22**. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)* 61
***Tableau III.23.** Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)* 62
***Tableau III.24.** Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)* 63
***Tableau III.25**. Les valeurs les plus sollicitées sur les poutrelles* 64
***Tableau III.26**. Calcule du ferraillage a l'ELU* 64
***Tableau III.27**. Vérification du ferraillage a l'ELS* 66
***Tableau IV-1** : centre d'inertie et centre de masse* 71
***Tableau IV-2** : Excentricité* 72
***Tableau IV-3** : Facteur de qualite* 74
***Tableau.IV.7** : Vérification de comportement des trois premiers modes* 75
***Tableau.IV.8** : Vérification de participation massique* 77
***Tableau. IV.9** : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul* 78
***Tableau.IV.10** : Les forces sismiques de chaque niveau* 80
***Tableau.IV.11** : Calcul du moment de renversement* 81
***Tableau.IV.12** : Calcul du moment stabilisant* 81
***Tableau.IV.13 :** Vérification de stabilisation* 82
***Tableau. IV.15** : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X* 82
***Tableau. IV.16** : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y* 83
***Tableau.IV.17** : Vérification de cisaillement des poutres* 83
***Tableau.IV.20** : Vérification de l'effort normal réduit à la base* 84
***Tableau.IV.21** :Vérification l'effet P-Δ sens X* 84
***Tableau.IV.22** : Vérification l'effet P-Δsens Y* 85
***Tableau V-1** : données de calcul* 86
***Tableau .V.2:** Ferraillage longitudinal des poutres principales* 87
***Tableau .V.3**: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire* 87
***Tableau .V.4 :** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale* 88
***Tableau .V.5** : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire* 88
***Tableau V-6:** Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA* 89
***Tableau V-7**: Vérification de ferraillage des poutres principales SELON CBA* 90
***Tableau V-8:**Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA* 90

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V-9:*Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA* *90*

Tableau V-10 : *Lois de la contrainte* *91*

Tableau V-11 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales* *91*

Tableau V-12 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire* *91*

Tableau .V.13 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales* *92*

Tableau .V.14 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires* *93*

Tableau .V.15 : *Vérification de la flèche des poutres* *93*

Tableau .V.16: *Les Armatures longitudinaux des poteaux* *99*

Tableau .V.17 : *Valeurs des contraintes à l'E.LS* *99*

Tableau .V.18 : *Valeurs des contraintes limites de cisaillement* *101*

Tableau .V.19 : *Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés* ... *102*

Tableau .V.20 : *Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux* ..... *10***Erreur ! Signet non défini.**

Tableau .V.20 : *Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins* *109*

Tableau .V.21 : *Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA* *110*

Tableau .V.22 :*Vérification des armateurs verticaux a l'els* *110*

Tableau .V.23 : *Vérification des armatures.* *110*

Tableau .V.24 : *Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.* *111*

Tableau .V.25 : *Calcul des armateurs verticaux des trumeaux* *112*

Tableau .V.26 : *Vérification des armatures a ELS des trumeaux* *113*

Tableau .V.27 :*Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux* *113*

Tableau .V.28 :*Vérification des contraintes* *113*

Tableau .V.29 : *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux* *116*

Tableau .V.30: *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux* *117*

Tableau .V.31 : *Calcul des armateurs verticaux des voiles du bunker* *117*

Tableau .V.32 : *vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA* *118*

Tableau .V.33 : *vérification des armateurs verticaux a l'ELS* *118*

Tableau .V.34 : *Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.* *118*

Tableau .V.35 : *Vérification des armatures* .....

Tableau VI-1 :*Calcul des moments à l'ELU* *127*

Tableau VI-2 :*Calcul des moments à l'ELS* *128*

Tableau VI-3 : *Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU* *129*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau VI-4 *: Vérification des contraintes des panneaux de radier 129*

Tableau VI-5 *:Ferraillage des nervures a l'ELU 130*

Tableau VI-6 *: Vérification des contraintes des nervures 130*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Liste des figures :

Figure I.1 *: Schéma de la forme du bâtiment 2*

Figure I.1 *: Schéma du bunker 4*

Figure I.2 *: Diagramme de contraints 7*

Figure I.3 : *Diagramme contrainte déformation d'acier 9*

Figure II-1 : *Composants d'un plancher terrasse 11*

Figure II-2 : *Plancher a corps creux 13*

Figure II-3 : *Dimensions du corps creux. 14*

Figure II-4 : *Mur doubles cloisons. 15*

Figure II-5 : *Schéma des poutres Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1^{er},2^{eme}et 3^{eme} étage 20*

Figure II-6 : *Shéma des poutres Pour les niveaux : 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} 21*

Figure II-7 :*Schéma du poteau. 26*

Figure II-8: *Représente la coupe des voiles 27*

Figure III.1: *L'acrotère 28*

Figure III.2: *Section de béton armé à l'E.L.U 29*

Figure III.3:*Schéma du ferraillage de l'acrotère 33*

Figure III-4 :*Charge sur l'escalier a L'ELU 37*

Figure III-5 : *Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant 38*

Figure III-6 :*Charge sur l'escalier a L'ELS 38*

Figure III-7 *Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S 39*

Figure III-8 :*Schéma de la poutre palière 44*

FIGURE III-9 :*Schéma de la dalle pleine 48*

Figure III-9 :*Ligne de rupture de la dalle pleine 49*

Figure III-10: *Les lignes de rupture 54*

Figure III-11 : *Schématisation de la poutrelle avant coulage 58*

Figure III.12 : *Poutrelle a 3 travées 60*

Figure III.13 :*Poutrelle a 4 travées 60*

Figure III.14 : *Diagramme des moments a L'ELU 61*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Figure III.15 :Diagramme des efforts a L'ELU 62
Figure III.16 :Diagramme des moments a L'ELS 62
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants a L'ELS 62
Figure IiI.18 : Diagramme des moments a L'ELU 63
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant a L'ELU 63
Figure III.20 : Diagramme des moments a L'ELS 63
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchant a L'ELS 64
Figure III.15: Disposition constructive des armatures de Poutrelle**.** 68
Figure III.16: Disposition constructive des armatures de la table de compression. 68
Figure V-1 : Disposition des voiles 69
Fig.IV.2. : Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X) 75
Fig.IV.3 : Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X) 76
Fig.IV.4 : Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) 76
Fig. IV.5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 79
Fig.IV.6 : Distribution des forces sismique 80
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres 89
Figure V-2 : Ferraillage poutre principale terrasse 94
Figure V-3 : Ferraillage poutre principale 5^{eme} et 4^{eme} étage 94
Figure V-4 : Ferraillage poutre principale $3^{eme,}$,2^{eme} , 1^{er} RDC et SSol 95
Figure V-5 : Ferraillage poutre secondaire terrasse 95
Figure V-6 : Ferraillage poutre secondaire 5^{eme} et 4^{eme} étage 96
Figure V-7 : Ferraillage poutre principale $3^{eme,}$,2^{eme} , 1^{er} RDC et SSol 96
Figure .V. 8: Disposition des armatures dans les poteaux 103
Figure .V. 9: Ferraillage poteaux 60x60 104
Figure V. 10: Ferraillage poteaux 55x55 104
Figure V. 11: Ferraillage poteaux 35x35 104
Figure.V.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. 108
Figure.V.13 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux 115
Figure.V.14 : Armatures du linteau selon le RPA 99 115
Figure VI-1 : Schéma statique du bâtiment 124

PDF Page Organizer - Foxit Software

Sommaire :

Dédicace
Remerciement
Résumé
Introduction général
Plans
Liste des tableaux
Liste des figures
Notation

Chapitre I ***1***
I-1 Présentation de l'ouvrage : ***1***
I-2 Description de l'ouvrage : ***1***
I-2-1 Dimension en élévation : ***1***
I-2-2 Dimension en plan ***1***
I.3 Description de la structure ***2***
I-3-1 Les planchers ***2***
I.3.2 Balcon ***2***
I-3-3 Maçonnerie ***3***
I-3-4 Revetment ***3***
I.3.5 Plafond ***3***
I-3-6 Acrotère ***3***
I-3-7 Escaliers ***3***
I-3-8 Infrastructure ***3***
I 3-9 Bunkers ***4***
I-4 Caractéristiquemécanique des matériaux ***5***
I-4-1 Béton ***5***
b)la résistance du béton ***6***
b-1) Résistanceà la compression ***6***
b-2) Résistance à la traction ***6***
I-4-2 Module d'élasticité ***7***
I-4-3 La contrainte de calcul béton comprimé ***7***
a) Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) ***7***
b) Etat Limite Service (E.L.S) ***8***

PDF Page Organizer - Foxit Software

I-4-2 Aciers 8
a) Caractéristiquemécanique des aciers 8
b) Contrainte de calcul d'acier 9
b-1) Etat Limite Ultime (E.L.U) 9
b-2) Etat Limite Service (E.L.S) 9
Chapitre II 11
II-1 Pré dimensionnement : 11
II-1-1 Evaluation des charges et surcharges : 11
II-1-1-1 Plancher terrasse 11
II-1-1-2 Plancher courant 13
b) Charge d'exploitation 14
II-1-1-3 Maçonneries 15
II-2 Pré dimensionnement des planchers 16
II-3 Pré dimensionnement des poutres 17
II-3-1 Pré dimensionnement des poutres principales 18
II-3-2 Pré dimensionnement des poutres secondaires 19
II-4 Pré dimensionnement des poteaux 21
II-4-1 Calcul des charges permanentes 22
II-4-2 Calcul des charges d'exploitations 22
II-4-3 efforts normal ultime d'un poteau 23
II-4-4 vérification de la section du poteau 24
II.5. Pré-dimensionnement des voiles 26
Chapitre III 28
III .1. L'acrotère 28
III.1.1. Principe de calcul 28
III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 28
III.1.3. Détermination des efforts 28
III.1.4. Calcul de ferraillage 29
III-2 Pré dimensionnement des escaliers 34
III-2-1Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation 36
III-2-2 Détermination des efforts 37
III-2-3 Calcul du ferraillage 39
III-2-3-1 Calcul à l'E.L.U 39

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-2-3-2Vérification à l'E.L.S *41*
III-2-3-3 Vérification de la flèche *42*
III-2-3-4 Calcul de la flèche *42*
III. 3. POUTRE PALIERE *44*
III.3.1 PREDIMENSIONNEMENT *44*
III.3.2. Evaluation des charges *45*
Calcul des efforts *45*
III.3.2.Calcul du ferraillage *46*
III-3 Calcul des dalles *48*
III.3.1. Dalle pleine *48*
III.3.1.2 Évaluation des charges *48*
III.3.1.3 Calcul par la méthode des lignes de rupture *49*
III-3-2. La dalle machine *52*
III-3-2-1. Introduction *52*
III.3.2.2Pré dimensionnement *52*
III.3.2.3 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation *53*
III-3-3.plancher corps creux (poutrelle) *58*
III.3.3.1 avant coulage *58*
III.3.3.2 Après coulage *60*
III.3.3.3 Ferraillage *64*
A)A l'ELU *64*
B) A l'ELS *66*
III.3.3.4. Ferraillage de la dalle de compression *67*
Chapitre IV *69*
IV-1 Introduction *69*
IV.2.1.Centre de masse *69*
IV.2.2. Centre de torsion *69*
IV.2.3. Excentricité *72*
a) Excentricité théorique (statique) *72*
b) Excentricité accidentelle *72*
c) Effet de la torsion accidentelle *72*
IV.3. Choix de la méthode de calcul *72*
IV.3.1. Introduction *72*

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 73
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 75
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 75
IV.4.2.Vérification de participation massique 77
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 78
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement 78
IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages 82
IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments 83
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base 83
IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 84
IV.5.Conclusion 85
Chapitre V 86
V.1. Introduction 86
V.2. Ferraillage des poutres 86
V.2.1. Introduction 86
V.2.2. Recommandations du R.P.A 86
V.2.2.b. Armatures transversales 87
1-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires 87
2-Ferraillage longitudinal des poutres principales 87
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 88
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 89
V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant 91
- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 91
V.2.7.Calcul des armatures transversales 92
V.2.8.Vérification de la flèche 93
V.3. Calcul des poteaux 97
V.3.1. Introduction 97
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003 97
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage 97
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme 98
V.3.5. Détermination des sections d'acier 98
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service 99
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 100

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.8. Armatures transversales *101*
V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) *103*
V.4.Ferraillage des voiles *105*
V.4.1.Introduction *105*
V.4.2. Les voiles pleins *105*
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures *105*
V.4.3.1. Les trumeaux *105*
V.4.3.2. Les linteaux *105*
V.4.4. Méthode de calcul *106*
V.4.4.1. Recommandations des règlements *106*
A- Armatures verticales *106*
B-Armatures horizontales *106*
c-Armatures transversales *107*
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux *107*
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins *108*
V.4.5.1.Armatures verticales *108*
A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance *108*
B. Vérification des armatures à ELS *110*
V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux *110*
V.4.5.3. Armatures transversales *111*
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture *112*
V.4.6.1.les trumeaux *112*
A.1. Détermination des armatures a l'ELU *112*
A.2. Vérification des armatures à ELS *113*
B. Les armateurs horizontaux *113*
C. Vérification des contraintes *113*
V.4.6.2. Linteaux *113*
V.4.6.Ferraillage des voiles bunker *117*
V.4.6.1.Armatures verticales *117*
A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance *117*
B. Vérification des armatures à ELS *118*
V.4.6.2. Calcul des armateurs horizontaux *118*
V.4.6.3. Vérification des contraintes *118*
Chapitre VI *119*

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.1. Radier général 119
VI.1.1. Introduction 119
VI.3.2. Surface nécessaire 119
VI.3.3. Pré dimensionnement de radier 119
VI.3.3.caractéristiques géométriques du radier 123
VI.3.4. Vérification de la stabilité du radier 123
Conclusion 125
VI.3.5.Vérification des contraintes dans le sol 125
VI.3.6.ferraillage du radier 125
a) Ferraillage de la dalle du radier 125
b .Valeur de la pression sous radier 126
c .Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) 126
d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) 127
e. Calcul du ferraillage 128
f.Vérification des contraintes l'ELS 129
Vérification de la contrainte de cisaillement 129
VI.3.7.ferraillage des nervures 130
a-Calcul des efforts 130
b-Calcul des armatures 130

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

PDF Page Organizer - Foxit Software

I-1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudiée les éléments résistant d'une clinique anticancéreux (SS+R+6)à Médéa qui nous a été confié par le BET d'ingénierie RCAD. Ce dernier est une zone des hauts plateaux classés selon les règles parasismiques Algériens(RPA 99 version2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone II_b). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

I-2 Description de l'ouvrage :

I-2-1 Dimension en élévation :

- Hauteur du SS…….3.91 m.
- Hauteurdu RDC ……3.74 m.
- Hauteur des étages courants …… 3.57 m.
- Hauteur d'étage terrasse…….. 3.06m
- Hauteur Totale du bâtiment …… 24.82m

I-2-2 Dimension en plan :

- La longueur de la clinique :
  - Du coté nord ……. 27.35m.
  - Du coté sud ……... 24.25 m
- La largeur :
  - Du coté est……... 15.95 m.
  - Du coté ouest ……. (14.80+6.14) 20.83 m

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.3 Description de la structure :

I-3-1 Les planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseurrelativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.3.2 Balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitues de dalle en corps creux. Dans Notre structure , les balcons ont une forme rectangulaire.

PDF Page Organizer - Foxit Software

I-3-3 Maçonnerie :

La maçonnerie de cette structure sera exécutée en briques creuses.

a) Les murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm, d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.

b) Murs intérieurs (une seule cloison) :

Sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I-3-4 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

I.3.5 Plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I-3-6 Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entoure d'un acrotèreconçu en voile de 12cmd'épaisseur et de 60cm de hauteur.

I-3-7 Escaliers :

La circulation entre les étages est assurée par un escalier qui est composé de (03) volées et 2 palier de repos, les marches seront revêtis de carrelage.

I-3-8 Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide et assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

D'après le rapport du sol du laboratoire σ_{sol}= 1.9bar.

PDF Page Organizer - Foxit Software

I 3-9 Bunkers:

En principe, ce sont des salles sécurisée et ventilées destinée à se protéger contre les attaques nucléaires mais dans les bâtiments de santé c'est la partie qui protège l'extérieur des rayonnements chimique (nucléaire) émis par Les accélérateurs de particules utilisés pour traiter les cancers – radiothérapie, radio chirurgie –.

D'après l'institue de radioprotection et de la sureté nucléaire ***« IRSN»*** seuls leurs physiciens médicaux sont susceptibles d'avoir les compétences pour réaliser les calculs de dimensionnement des bunkers de radiothérapie. En chiffre il faut que le bunker soit :

- 1.80 d'épaisseur des murs en béton de haute densité
- 2 mètres de béton de haute densité pour la dalle supérieure
- 6 cm de plomb et 20 cm de paraffine pour la porte blindée

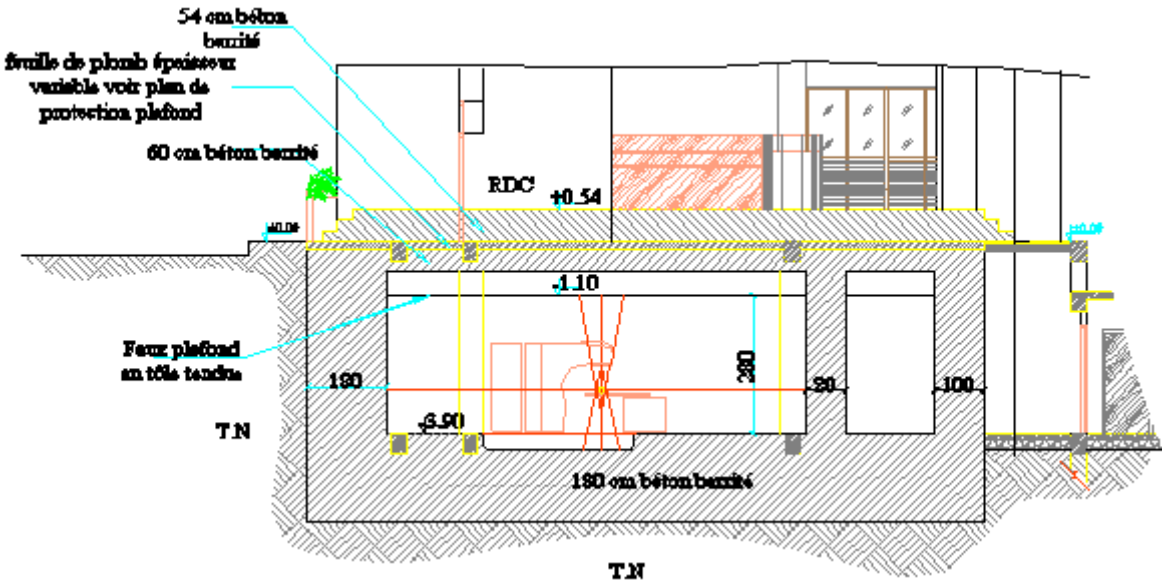


FIGURE I-1 : *schéma du bunker*

PDF Page Organizer - Foxit Software

I-4 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), le règlement en vigueur en Algérie.

I-4-1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau, c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, quel que soit en les bâtiments ou en travaux publics ou dans les ouvrages d'art.

On utilise de type du béton :

- Béton baryté pour le ***BUNKER***
- Béton ordinaire pour le reste de la structure

a) *composition de béton :*

A titre indicatif.

- *Béton ordinaire :*

- 800 L de graviers de diamètre 15à25.
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5.
- 175 L d'eau de gâchage.
- 350 Kg/m^3 ciment

- *Béton baryté :*

- 2801 Kg/m3 granulat baryte

  Avec :

  - 46% sable de baryte 0-4 mm
  - 54% baryte 4-16 mm
- 370 Kg/m3 ciment de haut fourneau
- 190 L/m3 eau de gâchage

PDF Page Organizer - Foxit Software

b) la résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

b-1) Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre. La résistance du béton est de 25MPa à 28 jours pour notre structure.

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄ : la résistance caractéristique du béton non traité Thermiquement est calculée par ces deux formules :

$$f_{c28} \leq 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$$

$$f_{c28} > 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$$

b-2) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation suivante :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.2.] ◄ : la résistance caractéristique à la traction du beton à j_{jours}.

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en Mpa

PDF Page Organizer - Foxit Software

I-4-2 Module d'élasticité:

a) Module d'élasticité longitudinale :

Les règles CBA93fixent le à la valeur suivante :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◄ : LeModule instantané pour les charges d'une durée d'application<24 h.

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.195 Mpa$

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◄ :Le Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818.900 Mpa$

I-4-3 La contrainte de calcul béton comprimé :

a) Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b \left(1 - \frac{2 - \zeta_{bc}}{2}\right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite constante

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

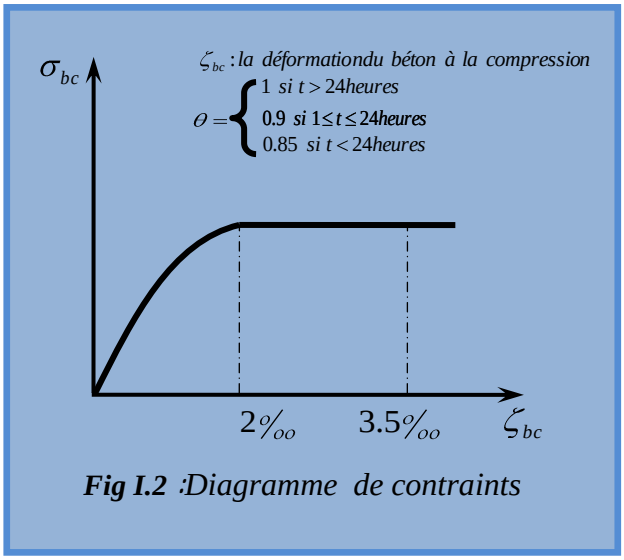


Fig I.2 :Diagramme de contraints

PDF Page Organizer - Foxit Software

b) Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6\, f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15Mpa$$

Coefficient de poisson:

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.
$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

I-4-2 Aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa Nuance,l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente trois types d'acier, acier a une surface lisse et acier a une surface rugueuseet les treillis soudes chacun ayant sapropre utilité, l'acier résiste à latraction.

a) Caractéristiquemécanique des aciers :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

TABLEAU I-1 :*Caractéristique mécanique des aciers*

PDF Page Organizer - Foxit Software

b) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais detraction, endéterminant la relation entre σ et la déformationrelativeζ.

b-1) Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400Mpa$
- E_s : Module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (situation durable)
- γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

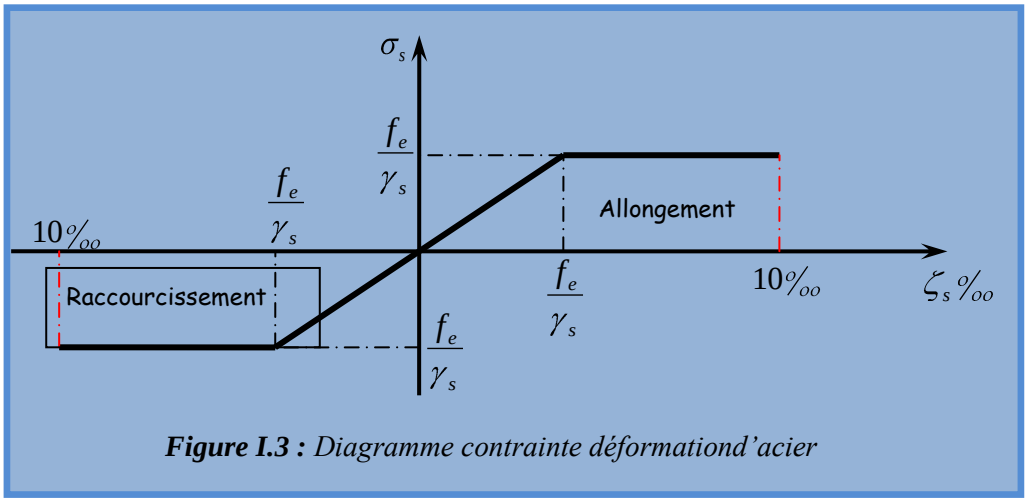


Figure I.3 : *Diagramme contrainte déformationd'acier*

b-2) Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$
- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers ronds lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-1 Pré dimensionnement :

Ce chapitre est une partie de pré-dimensionnement des différents éléments de la structure (planchers, poutres et poteaux). en basant sur les exigences posées par :

- CBA93
- RPA99/V2003
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

II-1-1 Evaluation des charges et surcharges :

D'après le D.T.R "C" (charges permanentes et charges d'exploitation).

II-1-1-1 Plancher terrasse:

a) Charges permanentes :

- ***Plancher en corps creux :***

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.04
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.53**

Tableau II-1 : *charges permanentes de plancher corps creux terrasse*

PDF Page Organizer - Foxit Software

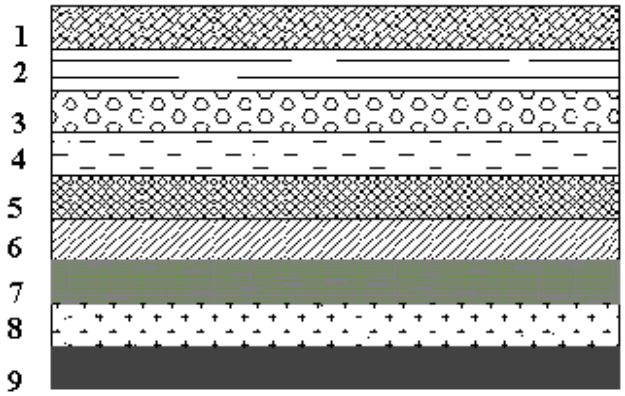


Figure II-1 *Composants d'un plancher terrasse*

- ***Plancher en dalle pleine*** **:**

N°	composants	Epaisseur (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0,05	8	0,4
3	**Lit de sable**	0,02	27	0,54
4	**Plancher en Dalle plaine**	0.15	25	3.75
5	**Enduit en plâtre**	0,02	10	0,2
6	**Cloison légère**	0,1	-	1.62
Charge permanente G				**6.95 KN/m²**

Tableau II-2 : *charges permanentes de plancher dalle pleine terrasse*

b) Charge d'exploitation :

$Q = 1\ KN/m^2$

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-1-1-2 Plancher courant

a) Charges permanentes :

- ***Plancher en corps creux :***

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.30	18.00	0.54
4	**Plancher (16+4)**	0.16+0.04	-	2.80
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère**	0.10	-	0.9
7	**Crépissage sur les deux cotes**	0.04	18	0.72
Charge permanente G				**6.00 KN/m²**

Tableau II-3 : *charges permanentes de plancher courant corps creux*

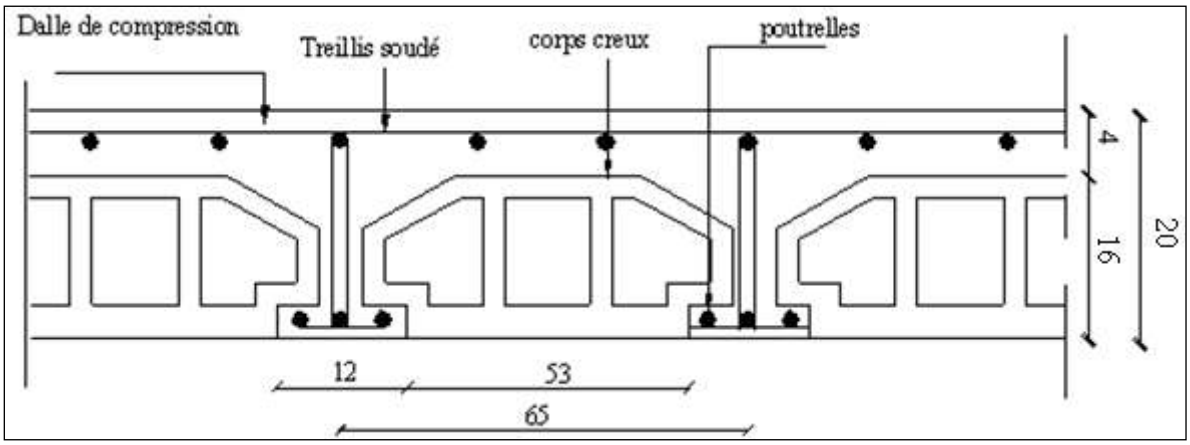


Figure II-2 *Plancher a corps creux*

PDF Page Organizer - Foxit Software

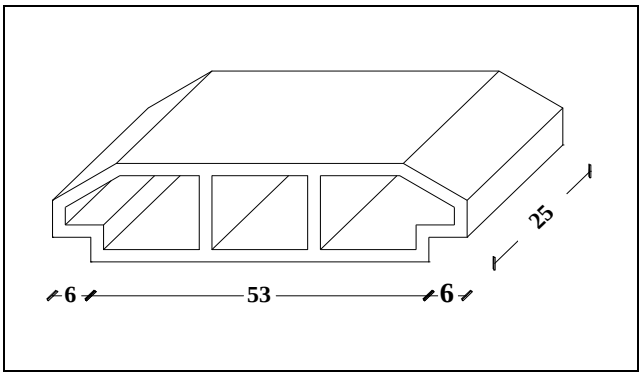


Figure II-3 *Dimensions du corps creux.*

- ***Plancher en dalle pleine :***

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0,05	8	0,4
3	**Lit de sable**	0,02	27	0,54
4	**Plancher en Dalle plaine**	0.15	25	3.75
5	**Enduit en plâtre**	0,02	10	0,2
6	**Cloison légère**	0,1	-	1.62
Charge permanente G				**6.95 KN/m²**

Tableau II-4 : *charges permanentes de plancher courant dalle pleine*

b) Charge d'exploitation :

Q= 1 KN/m^2 pour jardin privatifs et le groupe d'électrogènes

Q= 1.5 KN/m^2 pour l'espace de détente

Q = 2.5 KN/m^2 pour les chambres et les sanitaires

Q = 2.5 KN/m^2 pour la circulation interne, soins et les selle de surveillance

Q = 2.5 KN/m^2 Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail

Q = 3.5 KN/m^2 pour les buanderies et dépôt de linge

Q = 4.0 KN/m^2 pour la salle d'attente

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-1-1-3 Maçonneries :

a) -Murs extérieurs (doubles cloisons) :

N^0	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				2.72

Tableau II-5 : *charges permanentes du mur extérieur*

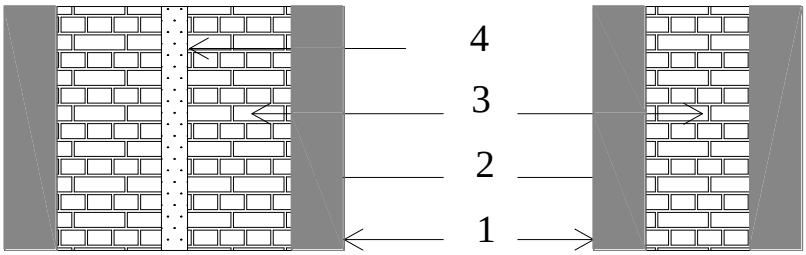


Figure II-4 *Mur doubles cloisons.*

b) -Murs intérieurs (simple cloison) :

N^0	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.2	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.62

Tableau II-6 : *charges permanentes du mur intérieur*

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plate forme mince qui sépare entre 2 étages d'un bâtiment, il joue un rôle important en supportant les charges verticales et il les transmis aux éléments porteurs et on distingue 2 types :

- **Plancher à corps creux**
- **Plancher à dalle pleine**

a) Plancher à corps creux :

Pour son pré-dimensionnement on applique la formule suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec L : La portée maximale de la poutre (mesurée à nu des appuis).

h_t : Epaisseur du plancher.

On observant notre plan, on constate que L_{max}=4.60m

$$L_{max} = 460\ cm$$

$$\Rightarrow \quad (460/25) \leq h_t \leq (460/20)$$

$$\Rightarrow \quad 18.4 \leq h_t \leq 23$$

On prend $\boldsymbol{h_t = 20\ cm}$

Puisque ce plancher est à corps creux donc on le choisi du type (16+4) cm.

.

PDF Page Organizer - Foxit Software

b) Dalles pleines :

Ce type de plancher est utilisé pour la terrasse incliné, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis.

- ***Critère de résistance :***

$$\Rightarrow \qquad L/45 \leq h \leq L/40$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis,

Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.60 m.

$460\ /45 \leq h \leq 460/40 \Rightarrow 0.10\ cm \leq h \leq 0.11\ cm$

On prend ***h= 15 cm***

II-3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux sous forme rectangulaire ou en Té, elles sont Capables de résister aux différentes sollicitations (verticales ou horizontales).

Pour la prédétermination de la section des poutres on utilise les lois suivantes :

a) Pour la hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

b) Pour la largeur :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On doit aussi respecter la condition imposé par le RPA99-VERSION 2003 (Art 7.5.1).

- $b \geq 20cm.$
- $h \geq 30cm.$
- $h/b < 4.$

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-3-1 Pré dimensionnement des poutres principales : (L_{max}=6.55m) :

On a $L=655cm$.

- *Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1^{er},2^{eme}et 3^{eme} étage*

  $\Rightarrow$ $(655/15) \leq h \leq (655/10) \Rightarrow 43.666 \leq h \leq 65.5$

  $\Rightarrow$ $\boldsymbol{h_t = 50\ cm}$

  $\Rightarrow$ $0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 50$

  $\Rightarrow$ $\boldsymbol{b = 35\ cm}$

  - ***Vérification :***

    $b = 35\ cm \geq 20cm.$ *(c.v)*

    $h = 50cm \geq 30cm.$ *(c.v)*

    $h/b = 1.42 < 4$ *(c.v)*

  - ***La flèche:***

    $h/L > 1/16 \Rightarrow 50/655 = 0.0763 > 0.0625$ *(c.v)*

- *Pour les niveaux : 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme}*

  $\Rightarrow$ $(655/15) \leq h \leq (655/10) \Rightarrow 43.666 \leq h \leq 65.5$

  $\Rightarrow$ $\boldsymbol{h = 50\ cm}$

  $\Rightarrow$ $0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35$

  $\Rightarrow$ $\boldsymbol{b = 30\ cm}$

  - ***Vérification :***

    $b = 30\ cm \geq 20cm.$ *(c.v)*

    $h = 50\ cm \geq 30cm.$ *(c.v)*

    $h/b = 1.66 < 4$ *(c.v)*

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Condition de flèche:***

h/L> 1/16 ⇒ 45/655=0.0687> 0.0625 (c.v)

II-3-2 Pré dimensionnement des poutres secondaires (L=4.60m) :

On a L_{max}=*460cm*.

- *Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1^er ,2^eme et 3^eme étage*

$\Rightarrow$ (460/15) ≤ h ≤ (460/10) $\Rightarrow$ 30.66 ≤ h ≤ 46

$\Rightarrow$ h_t = 40 cm.

$\Rightarrow$ 0.3h ≤b≤ 0.7h $\Rightarrow$ 12 ≤ b ≤ 28

$\Rightarrow$ **b= 30 cm.**

- ***Vérification :***

b =30 cm≥ 20cm. (c.v)

h =40 cm≥ 30cm. (c.v)

h/b=1.33< 4 (c.v)

- ***Condition de flèche:***

h/L> 1/16 ⇒ 40/455=0.0879 > 0.0625 (c.v)

- *Pour les niveaux : 4^eme, 5^eme et 6^eme*

$\Rightarrow$ (460/15) ≤ h ≤ (460/10) $\Rightarrow$ 30.66 ≤ h ≤ 46

$\Rightarrow$ h_t = 35 cm.

$\Rightarrow$ 0.3h ≤b≤ 0.7h $\Rightarrow$ 12 ≤ b ≤ 28

$\Rightarrow$ b= 30 cm.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Vérification :***

$b = 30\ cm \geq 20cm.$ *(c.v)*

$h = 35\ cm \geq 30cm.$ *(c.v)*

$h/b = 1.16 < 4$ *(c.v)*

- ***Condition de flèche:***

$h/L > 1/16 \Rightarrow 35/455 = 0.0769 > 0.0625$ *(c.v)*

Conclusion :

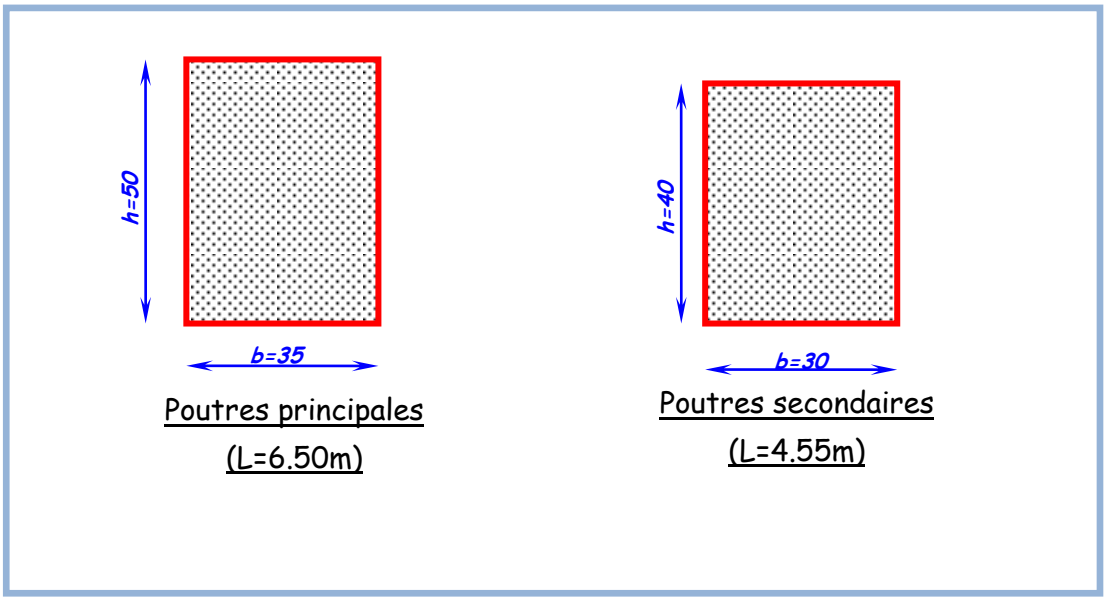


Figure II-5 : *schéma des poutres Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1er,2emeet 3eme étage*

PDF Page Organizer - Foxit Software

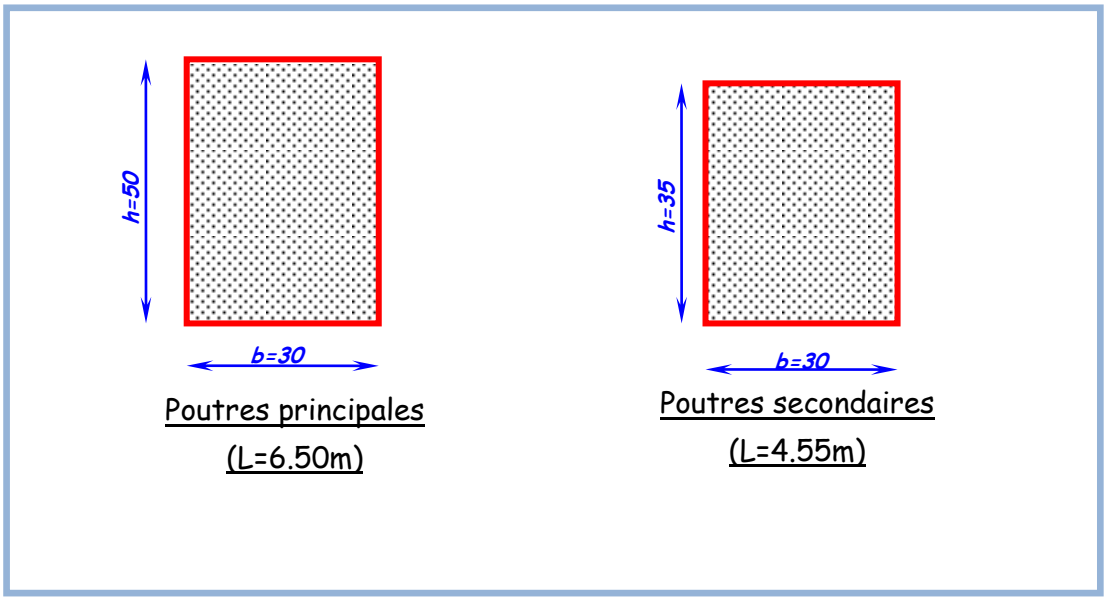


Figure II-6 : *schéma des poutres Pour les niveaux : 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme}*

II-4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont sous-forme carrée, rectangulaire ou circulaire. On utilise généralement le poteau de forme carrée car il est le plus abordable question économique et il peux résister aux différentes sollicitations.

Leurs pré-dimensions sont basées sur le calcul de descente de charge en suivant des étapes bien précises :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau. (l'effort normal)
  - Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

la surface complète du plancher :

$Sc=(3.25+0.3+2.85)*(2.30+0.3+2.25) = 31.04\ m^2$.

PDF Page Organizer - Foxit Software

La surface du plancher :

$Sp=(3.25+2.85)*(2.3+2.25) = 27.755\ m^2$.

Proposition des dimensions des poteaux

Etage	Terrasse	5eme	4eme	3eme	2eme	1^{er}	RDC	s-sol
Dimension du poteau	35*35	40*40	40*40	45*45	45*45	50*50	50*50	55*55

Tableau II-7 : *résume de justification du poteau*

II-4-1 Calcul des charges permanentes :

NIV	$G_{Plancher}$	$G_{P.Principale}$	$G_{P.secondaire}$	G_{Poteau}	G_{tot}
E. terrasse	181.24	22.875	11.94	8.03	224.08
5^{eme}	166.53	22.875KN	11.94	14.28	439.71
4^{eme}	166.53	22.875	11.94	14.28	655.34
3^{eme}	166.53	26.69	13.65	18.07	880.28
2^{eme}	166.53	26.69	13.65	18.07	1105.22
1^{er}	166.53	26.69	13.65	22.31	1334.40
RDC	166.53	26.69	13.65	23.38	1564.65
S-sol	166.53	26.69	13.65	29.57	1801.09

Tableau II-8 : *calcul des charges permanente*

II-4-2 Calcul des charges d'exploitations :

Selon le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation", on utilise la loi de Dégression sur la charge d'exploitation et nous impose les lois suivantes :

$\sum Qn=Q0+((3+n)/2n)\ \sum_{i=1}^{n} Qi$, *le coefficient* $(3+n)/2n$ *étant valable pour* $n>5$

Loi de dégression des charges Q :

- **Plancher terrasse : Q0**
- **5eme étage Q 0+Q 1**
- **4eme étage Q 0 + 0.95 (Q 1 + Q 2)**
- **3eme étage Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2+ Q 3)**
- **2eme étage Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4)**
- **1er étage Q 0 + 0.8 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4 + Q 5)**
- **RDC Q 0 +0.75 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5 +Q 6)**
- **S/Sol Q 0 +0.70 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6 + Q7)**

PDF Page Organizer - Foxit Software

Application numérique :

Etage terrasse : Q 0= 31.04 x 1= 31.04 KN

5ème étage : Q 1= 31.04 +88.25= 119.29 KN

4eme étage : Q 2= 31.04 +0.95 (88.25+77.6) = 188.6 KN

3eme étage : Q 3= 31.04 +0.90 (88.25+77.6*2) = 250.15 KN

2eme étage : Q 4= 31.04 +0.85 (88.25+77.6*3) = 303.93 KN

1er étage : Q 5= 31.04 + 0.80 (88.25+77.6*4) = 349.96 KN

RDC : Q 6= 31.04 + 0.75 (88.25+77.6*5) = 388.23 KN

S/Sol : Q 7= 31.04 + 0.75 (88.25+77.6*5+91.98) = 428.80 KN

II-4-3 efforts normal ultime d'un poteau :

$Nu = 1.35G+1.5Q$ *avec* $N_U = Nu + 10\% Nu = 1.1 Nu$

Niveau	G_{cumul} *en KN*	Q_{cumul} *en KN*	*Nu= 1.35G+1.5Q*	N_U*=1.1 Nu*
Terrasse	*224.08*	*31.04*	*349.07*	*383.98*
5eme	*439.71*	*119.29*	*772.54*	*849.79*
4eme	*655.34*	*188.6*	*1167.61*	*1281.07*
3eme	*880.28*	*250.15*	*1563.03*	*1719.33*
2eme	*1105.22*	*303.93*	*1947.94*	*2142.73*
1er	*1334.40*	*349.96*	*2326.38*	*2559.02*
RDC	*1564.65*	*388.23*	*2694.62*	*2964.08*
S-Sol	*1801.09*	*428.80*	*3074.72*	*3382.19*

Tableau II-9 : *efforts normal ultime d'un poteau*

PDF Page Organizer - Foxit Software

II-4-4 vérification de la section du poteau :

a) Justification du poteau :

Selon le CBA 93 ► Art [B.8.4.1.] ◄ : Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis a une compression centrée.

$$Nu \leq \alpha \left[(Br \cdot fc28 / 0.9\,\gamma b) + (A \cdot fe / \gamma s) \right]$$

Avec :

Br : section réduite du poteau : $[Br = (b-2) \times (h-2)]$.

A : section d'acier comprime : $[A = B/1000]$.

B : section du poteau.

α*:* coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

- $\alpha = 0.85/(1+0.2(\lambda/35)^2)$ pour $\lambda < 50$
- $\alpha = 0.60\ (50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

λ : l'élancement mécanique : $[\lambda = L_f / i]$.

L_f: Longueur de flambement : $0.7xL_0$ (le poteau le plus sollicite est intérieur de la Structure).

i : rayon de giration ; $i = b/\sqrt{12}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

NIV	Section (cm)	A (cm2)	Lf (cm)	λ	α	Br (cm2)	Nu_{adm} (KN)	Nu (KN)	$Nu<Nu_{adm}$
Terrasse	(35*35)	1.225	214.2	21.21	0.794	1089	1635.05	383.98	oui
5eme	(40*40)	1.6	249.9	21.64	0.789	1444	2158.63	849.79	oui
4eme	(40*40)	1.6	249.9	21.64	0.789	1444	2158.63	1281.07	oui
3eme	(45*45)	2.025	249.9	19.23	0.801	1849	3494.5	1719.33	oui
2eme	(45*45)	2.025	249.9	19.23	0.801	1849	3494.5	2142.73	oui
1er	(50*50)	2.5	249.9	17.31	0.810	2304	4353.62	2559.02	oui
RDC	(50*50)	2.5	261.8	18.55	0.804	2304	3500.3	2964.08	oui
S-Sol	(55*55)	3.03	273.7	17.24	0.811	3025	4628.57	3382.19	oui

Tableau II-10 : *résume de justification du poteau*

b) Vérification vis-à-vis RPA (Version 2003) : ► Art [7.4.1] ◄

Pour la zone II_b on a :

⇒ Min (b1, h1) = 55 cm ≥ he /20 = 19.55 cm (S-Sol) (c.v)
⇒ Min (b1, h1) = 50 cm ≥ he /20 = 18.70 cm (1er et RDC) (c.v)
⇒ Min (b1, h1) = 45 cm ≥ he /20 = 17.84 cm (3eme et 2eme) (c.v)
⇒ Min (b1, h1) = 40 cm ≥ he /20 = 17.84 cm (4eme et 5eme) (c.v)
⇒ Min (b1, h1) = 35 cm ≥ he /20 = 17.84 cm (E.Terrasse) (c.v)
⇒ 1/4 ≤ b1/ h1=1 ≤ 4 (c.v)

PDF Page Organizer - Foxit Software

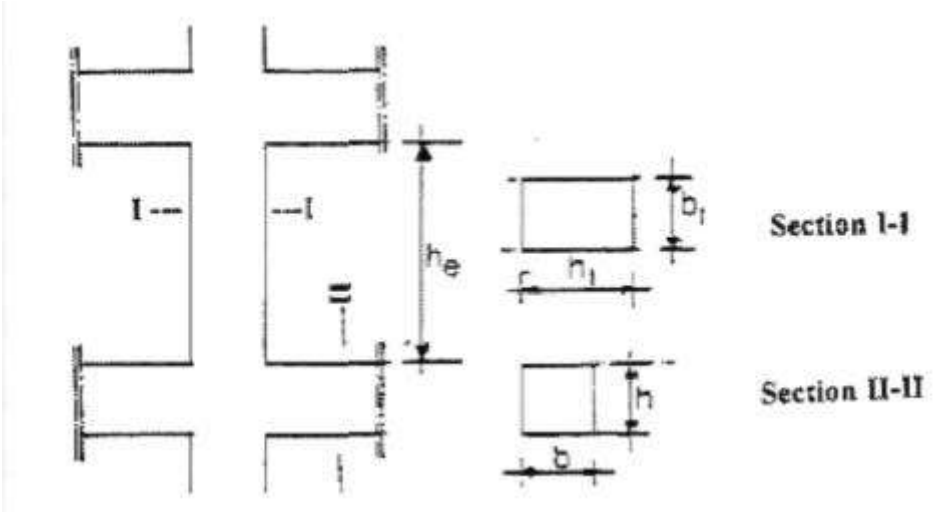


Figure II-7 *schéma du poteau.*

Conclusion:

D'après les conditions du RPA 99 (Version 2003) sont remplies donc On adopte des poteaux de section :

(35 x 35) cm^2 pour le dernier étage

(40 x 40) cm^2 pour le 5 ^{eme} et le 4eme étage

(45 x 45) cm^2 pour le 3 ^{eme} et le 2eme étage

(50 x 50) cm^2 pour le 1er étage et le RDC

(55 x 55) cm^2 pour le S-Sol

II.5. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant { la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

PDF Page Organizer - Foxit Software

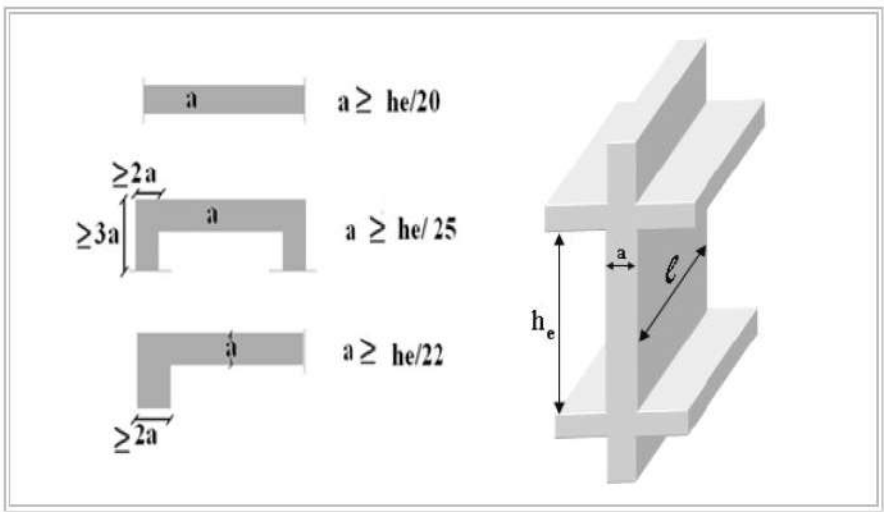


Figure II-8: *représente la coupe des voiles*

Donc:

- he= 3.91-0.45=3.46m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
- a ≥MAX (15 cm ; 13.84 cm;15.73 cm;17.3 cm)
- a ≥17.3 cm

On adopte :

a =20 cm

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRS

PDF Page Organizer - Foxit Software

III .1. L'acrotère:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

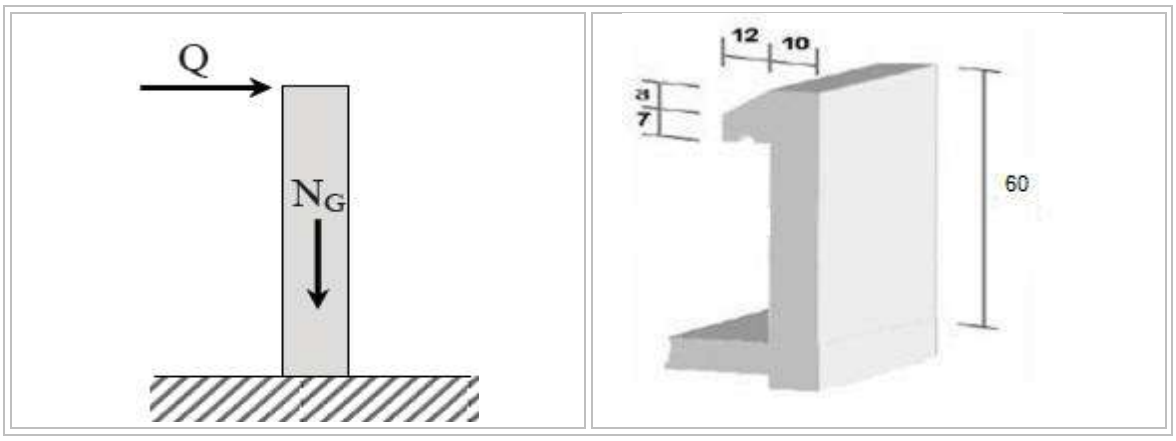


Figure III.1: *L'acrotère*

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

- ***Charge permanente***

$G = [0,6*0,1) + (0,12*0,07) + (0,12*0,3)/2 .25 = 1,755\ KN$

- ***Charge d'exploitation***

Q = 1 KN/m

III.1.3. Détermination des efforts:

- *A l'ELU :*
  - *L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35*1,755 = 2,37 KN*
  - *Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0,9 KN.m*
  - *L'effort tranchant : T_u =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 KN*
- *A L'ELS :*
  - *L'effort normal : : N_{ser} = G = 1,75 KN*
  - *Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1*0, 6 = 0,6 KN.m*
  - *L'effort tranchant : T_U = Q =1 KN*

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.1.4. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm2 soumise à la flexion composée.

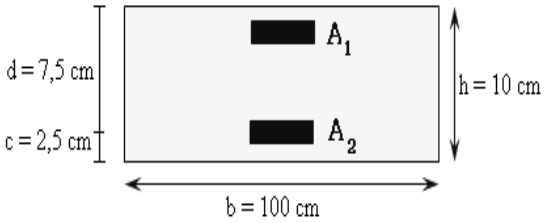


Figure III.2: *Section de béton armé à l'E.L.U*

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	Fc28(MPa)	Fe (MPa)	L0 (m)	Lf (m)
Valeur	100	10	2.5	25	400	0.6	1.2

Tableau III.1: *Dimensions et caractéristiques de l'acrotère*

- ***A l'ELU***
  - *Calcul de l'excentricité:*

$e0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow$ e0 = 37,97cm

Où l'enrobage est: c= c1 = 2,5cm

On a e0=37,97 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

a : distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues .

a = e0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ a = 40,47cm.

M1 = N × a $\Rightarrow$ M1 = 0,96 kN.m.

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M1=0,96KN.m

μ= 0,012 < μl= 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Donc : ß = 0,994 (tab). $A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A = 37,00 mm²

N: effort de compression, alors: $A2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.30 cm²

Et A' = A1 $\Rightarrow$ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.30\,cm^2 \\ A1 = 0 \end{cases}$

- *Condition de non fragilité:*

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.30\,cm^2$$

Donc: A = Amin = 1.00 cm2

On adoptera: A2 = 4HA8

- *Armatures de répartition:*

On a: $\frac{A}{4} \le A_{r\,ep} \Rightarrow 0.58 \le A_r$

Donc, on prendra : Arep = 4HA6

- *Espacement:*

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm \le S_{min} = \min\{h = 30\,cm ; 33\,cm\} = 30\,cm \quad \text{(cv)}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\,cm \le S_{min\,tr} = \min\{h = 40\,cm ; 45\,cm\} = 40\,cm \quad \text{(cv)}$$

- ***Vérification a l'ELS***

- *Calcul de l'excentricité:*

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1,75} = 34,28cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre: $e0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b.h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1034,65 cm².

PDF Page Organizer - Foxit Software

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ald)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}084\text{cm}.$

$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}916\text{cm}.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon 1^3 + \upsilon 2^3) + 15\,[A(\upsilon 2 - c)2 + A'(\upsilon 1 - c')2] \Rightarrow I = 8542.60\ \text{cm}^2.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\text{cm}.$ Donc:

$e0 = 34{,}28\text{cm} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\ \text{cm} \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$; $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

c=-e0+ (h/2) = -34,28+5 = -29,28cm

⇨ *Détermination de y_1.*

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$..... (*) tels que:

$p = -3\,c2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2495{,}49\ \text{cm2}$

et $q = -2\,c3 - \frac{90A}{b}(d - c)2 \Rightarrow q = 47392{,}16\ \text{cm3}$

Où:

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " c = h/2 – e = - 29,28cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y23 + (-2495{,}49)\,y2 + 47392{,}16 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

PDF Page Organizer - Foxit Software

$0 < y1 = y2 + c < h$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve:

y2' = 31,42cm

y2'' = 26,19cm rejetée comme valeur (y2+c < 0)

y2''' = -54.60cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors: $0 < y1 = 31,42 + (-28,28) = 2.14cm < h = 10cm$

Donc on prend: y2 = 31,42cm.

En revanche on a: $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec; $Sxx = \frac{by_1^2}{2} + 15 [A's (y1 - c') - As (d - y1)]. \Rightarrow Sxx = 43,25\ cm3$

D'où alors: $k = 1750/43250 \Rightarrow k=40,46 \times 10\text{-}3\ N/mm3$

Donc: $\sigma b = ky1 = (40,46 \times 10\text{-}3) \times 21.4 \Rightarrow \sigma b = 0.86\ MPa$

Et : $\sigma s = 15\ k\ (d - y1) = 15 \times 40,46 \times 10\text{-}3 \times (75 - 21.4) \Rightarrow \sigma s = 32,53\ MPa$

Donc, on obtient:

$\sigma b = 0.86\ MPa \leq \overline{\sigma} b = 0,6\ fc28 = 15\ MPa$ (CV).

$\sigma s = 32,53\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$ (CV)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

- *Vérification de l'effort tranchant:*

  La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire

PDF Page Organizer - Foxit Software

- *Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:*

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\,MPa$$

Et: $\overline{\tau} = \min\left[0,\ 15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\ MPa\right] = 2{,}5\ MPa$ (fissuration préjudiciable)

D'où alors: $\tau_u = 0{,}02Pa < \overline{\tau}_u = 2{,}5\,MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- *Vérification de l'acrotère au séisme:*

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

Fp = 4ACpWp (Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003).

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone IIb)]

Cp: facteur de force horizontal;

Cp = 0,8 (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1)

Wp: poids propre de l'élément

Wp= 1,755 KN.

D'où alors: Fp = 4 x 0,25 x 0,8 x 1,755 $\Rightarrow$ Fp = 1,12 KN < 1,5Q = 1,5KN (cv)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

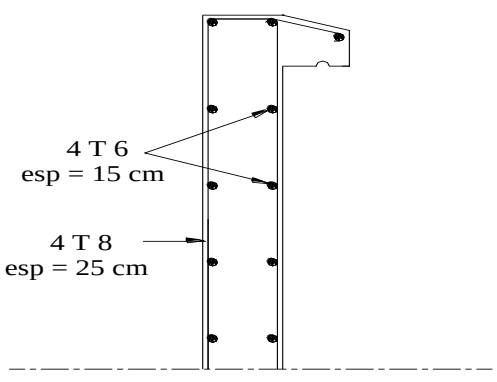


Figure III.3:*Schéma du ferraillage de l'acrotère*

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-2 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément secondaire vertical qui relit entre deux ou plusieurs étages, il se compose de :

- ***La paillasse :***

C'est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier, elle repose sur les paliers ou les planchers.

- ***Palier de repose :***

On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier de repose, elle permet aux utilisateurs de se reposer.

- ***L'emmarchement :*** La longueur d'une marche.
- ***Le girant :*** La largeur d'une marche.
- ***Garde corps :*** Il a pour rôle d'éviter les risques de chute

Dans notre cas, on constate que le volée se compose de 2 palier de 1.70 m d'hauteur entre eux, reliés par une paillasse de n=10 contre marches.

Et pour leurs dimensionnements, il faut satisfaire la cdt de BLONDEL, on assurant le confort pendant l'utilisation :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Avec :

g : giron variée entre (22 , 33) => g = 30

h : contre marche variée entre (14,20) => h=17

n : nombre de contre marche

n' : nombre de marche

L : la longueur de la ligne de foulée (l = n' x g)

PDF Page Organizer - Foxit Software

On prend la plus grande hauteur d'étage h= 3.91 et d'après le plan architectural il y'a 3 volées

1ere volée : 9 marches

2eme et 3eme volée : 7 marches chaque .

H=9*0.17=153 cm et L=9*30= 270 cm.

- *Vérification de la formule de BLONDEL:*

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad (c.v)$$

- *Angle d'inclinaison "α":*

$tg\ \alpha = h/g = 17/30 = 0.566 => \alpha = 29.53°$

- *Longueur de la paillasse "L0":*

$L_0 = L/\cos\alpha = 310.31\ cm$

- *Longueur totale de l'escalier Ltot*

$L_{tot} = 3.103 + 1.65 = 4.60m$

- *L'épaisseur de la paillasse "ep":*

$$\frac{Lt}{35} \leq e_p \leq \frac{Lt}{30}$$

$$0.131 \leq e_p \leq 0.153 \quad => \quad e_p = 16cm$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-2-1Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation :

- ***charge permanente :***
  - *Charge permanent du palier*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Lit de sable**	0.02	18	0.36
3	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
4	**Poids propre du palier**	0.15	25	3.75
5	**Enduit plâtre**	0.018	10	0.18
Charge permanente G				**5.09**

Tableau III-2 : *Charges permanentes du palier.*

  - *Charge permanent de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0.4
2	**Lit de sable**	0,02	18	0.36
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0.4
4	**Poids propre de la paillasse**	0,15/cos(29.53)	25	4.309
5	**Poids des marches**	0,085	25	2.125
6	**Enduit plâtre**	0,018	10	0,18
Charge permanente G				7.774

Tableau III-3 : *Charges permanentes de la paillasse*

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Surcharge d'exploitation:***

$Q = 2.5KN/m^2$

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Paillasse	7.774	2.5	14.24	10.27
Palier	5.09	2.5	10.62	7.59

Tableau III-4 : *effort tranchant de l'escalier*

III-2-2 Détermination des efforts :

- *à l'ELU:*
  - ***Les réactions d'appuis***

$\sum F = 0$

$R_a + R_b - (10.62 \times 1.65) - (14.24 \times 2.7) = 0$

$R_a + R_b = 55.971$ KN.

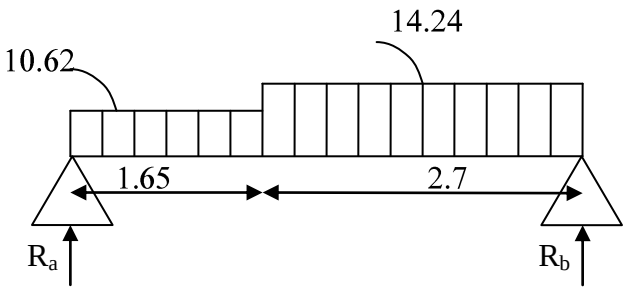


Figure III-4 :*charge sur l'escalier a L'ELU*

$\sum M/a = 0$

$R_b \times 4.35 - 14.24 \times 2.7 \times ((2.7/2)+1.65) - 10.62 \times 1.65 \times (1.65/2) = 0$

$R_b = 29.84$ KN et $R_a = 26.131$ KN

- ***Tronçon AC ($0 \leq x \leq 1.65$) :***

Moment fléchissant $M(x) = 26.131\, x - 10.62x^2/2$

Effort tranchant**:** $T(x) = -10.62x + 26.131$

$M(0) = 0$; $T(0) = 26.13$

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Tronçon BC (0 ≤ x ≤ 2.7) :***

Moment fléchissant **:** $M(x) = 29.84x - 14.24x^2/2$

Effort tranchant**:** $T(x) = -14.24x + 29.84$

$M(0) = 0$; $T(0) = 29.84$; $T(x) = 0$ => $x = 2.10$ m et $M(2.10) = 31.26$KN.m

- ***Diagrammes des efforts :***

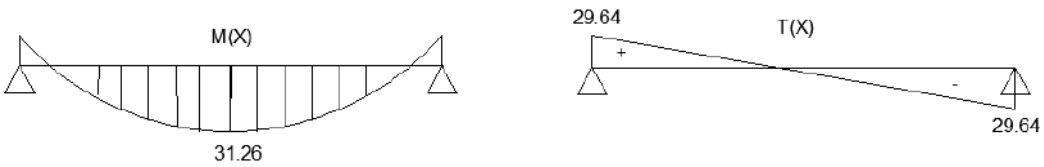


Figure III-5 : *Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant*

- *à l'ELS :*

- ***Les réactions d'appuis:***

$\sum F = 0$

$R_a + R_b - (7.59 \times 1.65) - (10.27 \times 2.70) = 0$

$R_a + R_b = 40.25$ KN

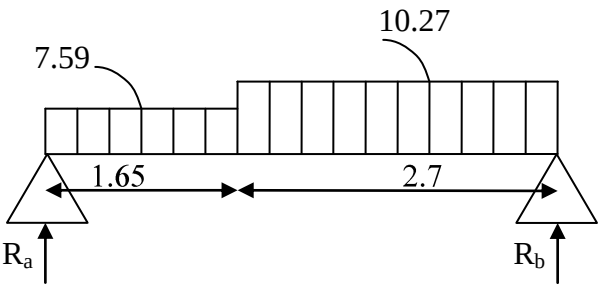


Figure III-6 : *charge sur l'escalier a L'ELS*

$\sum M/A = 0$

$R_b \times 4.2 - 7.59 \times 1.65 \times (1.65/2) - 10.27 \times 2.7 \times (1.65+2.7/2) = 0$

⇨ $R_b = 22.28$ KN et $R_a = 17.97$ KN

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 1.65) :***

Moment fléchissant M(x) = 17.97x – 7.59x²/2

Effort tranchant**:** T(x) = -7.59x + 17.97

M(0) = 0 ; T(0) = 17.97

- ***Tronçon BC (0 ≤ x ≤ 2.70) :***

Moment fléchissant **:** M(x) = 22.28x – 10.27x²/2

Effort tranchant**:** T(x) = -10.27x + 22.28

M(0) = 0 ; T(0) = 22.28 ; T(x) = 0 => x = 2.17 m et M (2.17)= 24.17KN.m

- ***Diagrammes des efforts :***

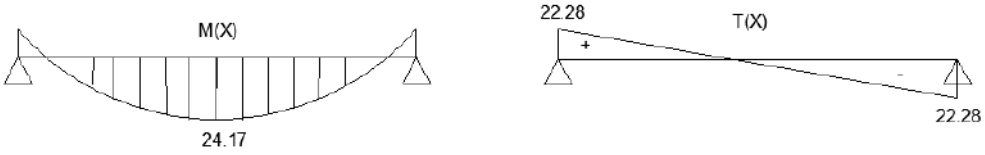


Figure III-7 *Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S*

III-2-3 Calcul du ferraillage :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur,

- *A l'E L U :*

Moment en travée : M_t=0.85M_{max}=0.85×31.26=26.57 KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5×31.26=15.63 KN.m

- *E L S :*

Moment en travée : Mt=0.85Mmax=0.85× 24.17=20.54 KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5× 24.17=12.09KN.m

III-2-3-1 Calcul à l'E.L.U:

Acier: F_e =400MPa , γ_s= 1.15 , σ_s= 348 *MPa*.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Béton: f_{c28} =25MPa , γ_s= 1.5 , σ_b = 14.2 *MPa* . b = 100cm, h =15cm, d = 12.5cm , c = 2.5cm ,

	Mu(KN.m)	d(cm)	μ	β	Acal (cm^2/ml)	Achoisit(cm^2)
En travée	26.57	12.5	0.120	0.936	6.53	9T12=10.18
Appuis	15.63	12.5	0.0704	0.964	3.72	9T12=10.18

Tableau III-5 : *calcul du ferraillage*

- *Condition de non fragilité :*

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

Donc : A> Amin

- **Le choix :**

En travée : A=10.18

Aux appuis :A=10.18

- *Armature de répartition :* **A_r = A/4**

En travée : A_r=6T8=3.02

Aux appuis : A_r=6T8=3.02

- *Condition d'espacement :*

Pour les armatures longitudinales :

S_t=100/5=20 cm *on prend S_t=20cm*

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [4h ,45cm]=45, S_t = 20$\leq S_{t\,adm}$ =45 (C.V)

- *Vérification de l'effort tranchant:*

PDF Page Organizer - Foxit Software

τu = Vu/ b.d $\leq$ τ = 0.07 Fc28 /1.5 = 1.16 MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

τu= (29.84 * 10^3)/(1000*125) = 0.238 MPa

τu= 0.238 $\leq$ τ = 1.16 MPa (CV)

III-2-3-2 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:
$\overline{\sigma}_b > \sigma_b$

- ***En travées:***

Avec :

A = 10.18

M_{ser} = 20.54 KN.m

$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times fc_{28}$ ➔ $\overline{\sigma}_b = 15MPA$ *et* $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$\frac{b \times Y^2}{2} + 15A'(Y - c') - 15A(d - Y) = 0$ Y = 4.84cm

$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15A'(Y - c')^2 + 15A(d - Y)^2$ => I =12739.09cm^4

⇨ $\sigma_b = \frac{20.54*10\text{^}6}{12739.09*10\text{^}4} * 48.4$ = 7.80 MPa

$\overline{\sigma}_b 15MPa > \sigma_b = 7.80$ (CV)

- ***En appuis :***

M_{ser}=12.09KN.m

A =10.18cm2 => y=4.84 cm=> I =12739.09cm2

⇨ $\sigma_b = \frac{12.09*10^6}{12739.09*10^4} 4.59$ =4.59 MPa

⇨ $\overline{\sigma}_b = 15MPa > \sigma_b = 4.59$ (CV)

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-2-3-3 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0}$ => $\frac{15}{435} = 0.0345 < \frac{1}{10} = 0.085$ *(CN V).*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ➔ $\frac{15}{435} = 0.0345 < \frac{1}{16} = 0.06$ *(C N V).*
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe}$ ➔ $\frac{7.69}{100 \times 13.5} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

III-2-3-4 Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche maximale sous charges instantanées.

$$f_i = M_{ser}L^2 = 10\ E_i\ I_{fi}$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$$f_v = M_{ser}L^2 = 10\ E_v\ I_f$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Donnée : h = 15 cm d=12.5 cm b=100cm c=2.5 cm L=4.35 m A=10.18

$$Y = \frac{b\frac{h^2}{2} + 15A\,d}{bh + 15A} \quad \text{➔} \quad Y = 4.49\ cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[Y^3 + (h - Y)^3\right] + 15A\,(Y - d)^2 \quad \text{➔} \quad I_0 = 51512.39 cm^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,ft_{28}}{4\rho\sigma_S + ft_{28}} \qquad \rho = \frac{A}{b.d} \quad \text{➔} \quad \rho = 0.00814 \ \textbf{(CBA93 ANNEXE D).}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Il faut déterminer σ_S :

$$\sigma_S = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A}$$

➔ $\rho_1 = 100\,\rho = 0.814 \quad \beta_1 = 0.815$

➔ $\sigma_S = 198.05 MPA$

➔ $\mu = \quad 0.570$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, fc_{28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b0}\right)\rho} = 30.71 \text{MPa}$$ **(CBA93 ANNEXE D).**

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \quad \rightarrow \quad \lambda_v = 12.28 MPa$$

$$If_i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \rightarrow \quad If_i = 30621.2 cm^4 \; ; \; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{fc_{28}} \rightarrow E_i = 32164.19 MPa$$

$$If_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \rightarrow \quad If_v = 70832.8 cm^4 \; ; \; E_V = 3700 \times \sqrt[3]{fc_{28}} \rightarrow E_v = 10819.86 MPa$$

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i If_i} = 3.94$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v If_v} = 5.07$$

$$\delta f_i = f_v - f_i = 1.13 < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

III. 3. POUTRE PALIERE:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par *"**BAEL91 modifié 99**"* est vérifiée selon le *"**RPA99 version 2003**"*, Dans notre structure la poutre palière est de forme poutre briser et elle est encastrée à ces deux extrémités.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant :

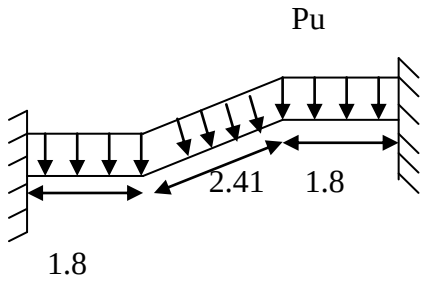


Figure III-8 : *schéma de la poutre palière*

III.3.1 PREDIMENSIONNEMENT:

On a:L=6.01m $\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$ => $\frac{6.01}{15} \le h \le \frac{6.01}{10}$

$24cm \le h \le 36cm$ on prend h = 40 cm

- la largeur b de la poutre palière doit être :

0,3h ≤ b ≤ 0,7h 12cm ≤ b ≤ 28 cm on prend 30cm

Selon le RPA99 version 2003

-h =40 ≥ 30 (cv)

-b=30≥ 20 (cv)

- h/b = 40/30 = 1.33 < 4, C.V

Donc, la section de la poutre palière est de (b×h) = 40×30 cm2

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.2. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre paliére $0.4 \times 0.3 \times 25 = 3KN/ml$
- Poids du volet porté par la P. Palière : 15.25 *KN /ml*

G= 18.25 KN/ml

donc : P_u = 1.35x18.25 = 24.63 KN/ml
P_{ser} = 18.25

- *Calcul des efforts:*

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$R_a = R_b = pl/2$

$M^{max\ apuis} = M_a = M_b = pl^2/12$

$M^{max\ travée} = pl^2/24$

A L'ELU :

$R_a = R_b$ = 72.12 KN

M_t= 37.07 KN.m

M_a= 74.14KN.

A L'ELS :

$R_a = R_b$ = 54.84 KN

M_t= 27.47 KN.m

M_a= 54.93 KN.m

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.2.Calcul du ferraillage :

- ***Armatures longitudinales:***

➢ *A l'ELU*

Béton: $fc28 = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $ft_{28} = 2.1$ MPa

b = 30 cm ; h = 40 cm ; d = 37.5 cm ; c =2.5 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma s = 1.15$; $\sigma s = 348$ MPa

	Mu KNm	**μ**	**α**	**β**	**$A_{calcule}$**	**A' (cm^2)**
En travée	37.07	0.0618	0.0801	0.968	2.93	0
Appuis	74.14	0.128	0.1719	0.931	6.13	0

Tableau III-6: *calcul du ferraillage a l'ELU*

- *Condition de non fragilité:*

A=B/1000 => A= 30*40/1000 => A= 1.2 cm^2

A = Max[$A_{calculé}$; A]

Donc on adopte:

- *en travée* A = 3 T 12 = 3.39cm^2
- *en appuis* A = 6 T 12 = 6.78 cm^2

- *Vérification de l'effort tranchant:*

$\tau u = Vu/ b.d \leq \tau = 0.07 Fc_{28} /1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau u= (72.12 * 10^3)/(300*375v) = 0.641$ MPa

$\tau u= 0.641$ MPa $\leq \tau = 1.16$ MPa (CV)

- *Vérification de compression dans la bielle de béton:*

$V_U < 0.4 (fc_{28}/ 1.5) b_0 a$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec : a = Min (b-c-2 ; 0.9d) = Min (25.5 ; 33.75), donc ***a =25.5cm***

V_U=72.12 KN < 0.4*25*10^6/1.5*0.3*0.255 = 510 KN ***(C.V)***

- *Vérification au voisinage de l'appui:*

$2V_u/(b_0\ a) < 0.8\ fc_{28}/\ \gamma_s$

⇨ 2*72.12*10^3/(0.3*0.255)= 1.88 < 17.39

A=3.39cm² > γs.V/fe = 1.15 * 72.12*10^3/400= 2.07 cm^2

- *Armatures transversales:*

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h}{35},\frac{b}{20},\phi_{l\min}\right\} = \min\left\{\frac{400}{35},\frac{300}{20},10\,mm\right\} = 10\,mm$$

$$On prend : \phi_t = 8\,mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\phi_t^{\,2}}{4} = \frac{3.14\times 0.8^2}{4} = 0.502\,cm^2$$

Donc on adoptera: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

- *Vérification du R.P.A 99:*

$$S_t \le \min\left(0{,}9.d;40\,cm\right) = \min\left(0{,}9\times 37.5;40\,cm\right) = 33.75\,cm$$

➢ *A l'ELS :*

	A (cm²)	Y (cm)	I (cm4)	Mser (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\overline{\sigma}_b < \sigma_b$
En travée	3.39	9.72	48425.69	27.47	14.2	0.057	oui
En appuis	6.78	12.91	83011.60	54.93	14.2	0.066	oui

Tableau III-7 : *Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palièr)*

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-3 Calcul des dalles :

III.3.1. Dalle pleine

Introduction :

Ce type de dalle se trouve au niveau des consoles (portes a faux), nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle encastrée sur 2 ou 3 cotés et soumise à une charge uniformément répartie.

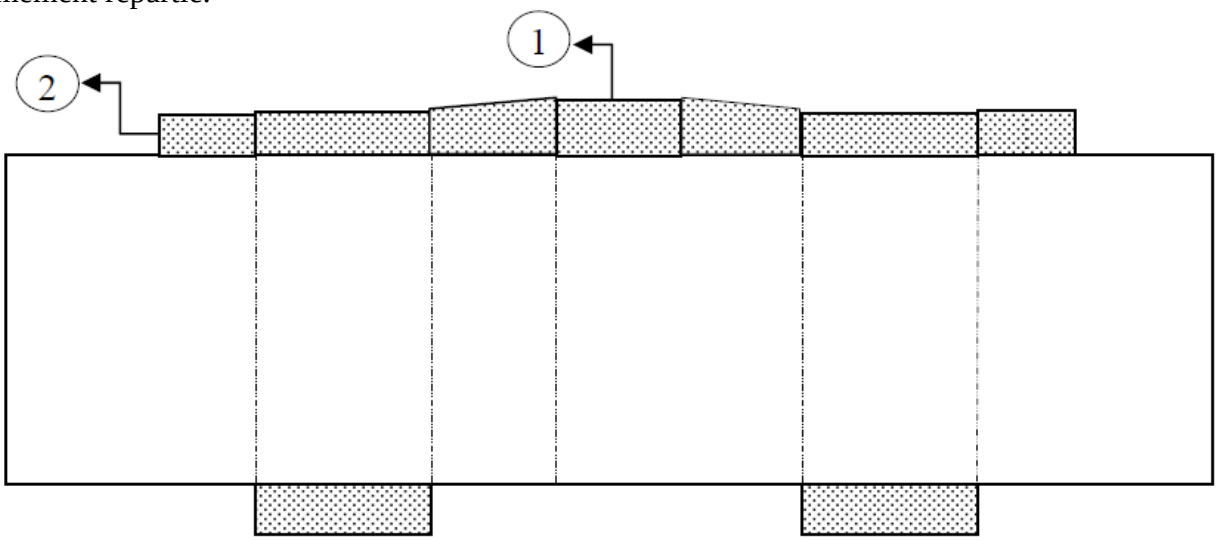


FIGURE III-9 :*Schéma de la dalle pleine*

III.3.1.2 Évaluation des charges :

- *Charges permanentes :*

Composants Poids	Épaisseur (m)	surfacique (KN/m2)
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.03	0.54
Dalle pleine	0.15	3
Mur double cloison	0.3	2.72
Enduit en ciment	0.02	0.36
Poids permanant G		***7.46***

Tableau III-8 : *Poids de la dalle pleine*

PDF Page Organizer - Foxit Software

- *Charge d'exploitation :*

Q= 3.5 KN/m²

La dalle travaille sur une seul direction car ρ=Lx/Ly= 1.9/6.15=0.3<0.4

III.3.1.3 Calcul par la méthode des lignes de rupture :

Notre dalle repose sur 3 appuis :

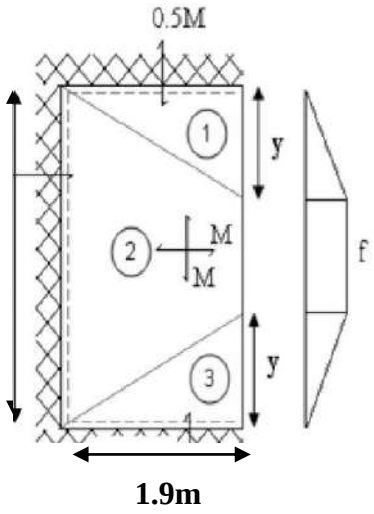


Figure III-9 : *ligne de rupture de la dalle pleine*

- ***Travail externe :*** T_{ext} =q.s.f ;

Avec **q :** la charge repartie sur la surface **S** qui subit un déplacement du centre de gravité **f.**

PDF Page Organizer - Foxit Software

éléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0.95y	f/3	0.32 y f q_u
2	2(0.95y)	f/3	0.64 y f q_u
	(6.15-2y) 1.9	f/2	0.95(6.15-2y) f q_u
3	0.95y	f/3	0.32 y f q_u
		Somme	f q_u (5.84-0.62y)

Tableau III.9 : *Travail externe*

- ***Travail interne :*** T_{int}= M.l.θ

Avec **M** : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et **l.θ** c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	1.9	f/y	1.9Mf/y
	-	0.5M	1.9	f/y	0.95Mf/y
2	+	M	2y	f/1.9	1.05Mf y
	-	M	6.15	f/1.9	3.24Mf
3	+	M	1.9	f/y	1.9Mf/y
	-	0.5M	1.9	f/y	0.95Mf/y
				somme	Mf(5.7/y+1.05y+3.24)

Tableau III.10 : *Travail interne*

- ***Principe du travail virtuel :***

Travail externe = *Travail interne* **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

f q_u (5.84-0.62y) = Mf(5.7/y+1.05y+3.24)

M= q_u (5.84-0.62y) / (5.7/y+1.05y+3.24)

Il faut que : 0 < y <3.08m

dM/dy = 0 => $-8.14y^2$ -7.07y+33.29 = 0 => y=1.63 m

PDF Page Organizer - Foxit Software

Donc :

$M_U = 0.58\ q_u$

$M_{ser} = 0.58\ q_{ser}$

Avec :

$q_u = 1.35*7.46 + 1.5*3.5 = 15.32$ KN

$q_{ser} = 7.46 + 3.5 = 10.69$ KN

- ⇨ $M_U = 8.89$ KN.m
- ⇨ $M_{ser} = 6.2$ KN.m

On a $l_x/l_y = 1.9/6.15 = 0.3 < 0.4$ alors la dalle travaille sur une seule direction

- *En travée :*

  $M_{U\,t} = 8.89$ KN.m

  $M_{ser\,t} = 6.2$ KN.m

- *En appuis :*

  $M_{U\,a} = 4.45$ KN.m

  $M_{ser\,a} = 3.1$ KN.m

- ***Calcule du ferraillage :***

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple
b =100cm, h =12 cm ; c =2cm, d=12.5cm ; $\sigma_b = 14{,}20$MPa; $\sigma_s = 348$MPa.

- *A l'ELU :*

Position	sens	M_u (KN.m)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espacement (cm)	sens	A_{rep} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	y	8.89	1.2	2.1	5T12=5.65	20	x	4T12=4.52	25
Appuis	y	6.20	1.2	1.5	5T12=5.65	20	x	4T12=4.52	25

Tableau III.11 : *calcule du ferraillage a l'elu*

- ***Vérification de l'espacement:***

$S_t = 100/5 = 20$ cm *on prens* $S_t = 20cm$

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min} = 2.5$cm

2,5 cm < S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

PDF Page Organizer - Foxit Software

2,5 cm < S_t = 25cm < 33 cm (C.V).

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

τu = Vu/ b.d $\leq$ τ = 0.07 Fc28 /1.5 = 1.16 MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u = q_u * l_x/2 = 15.32*1.9/2 = 14.55$
$\tau u = (14.55 * 10^3)/(1000*125) = 0.116$ MPa

τu= 0.116 $\leq$ τ = 1.16 MPa (CV)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- *A l'ELS :*

	M_{ser} (kN.m)	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$ (MPa)**	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	6.2	3.02	97.814	14.2	348	
Appuis	3.1	1.44	48.907	14.2	348	

Tableau III.12 : *Vérification des contraintes a l'els*

III-3-2. La dalle machine :

III-3-2-1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport { celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'{ son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est compos de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.3.2.2 Pré dimensionnement :

- La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine**.**

Nous avons deux conditions à vérifier :

- ***Résistance à la flexion :***

$L_X/50 < e < L_X/40 \Rightarrow 230/50 < e < 230/40 \Rightarrow 4.6\text{ cm} < e < 5.57$

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Condition de l'E.N.A :***

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.3.2.3 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

a) Charges permanentes G :

N°	Composants	Epaisseur (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0,05	8	0,4
3	**Lit de sable**	0,02	27	0,54
4	**Plancher en Dalle plaine**	0.25	25	3.75
5	**Enduit en platre**	0,02	10	0,2
6	**Cloison légère**	0,1	-	1.62
Poids permanant G				**7.74KN/m²**

Tableau III.13: *poids permanant de la dalle permanente*

b) Poids de la machine supportée :

P(KN)						
P1	*P2*	*P3*	*P4*	*P5*	*P6*	*P7*
45	35	70	90	125	100	23

Tableau.III.14 *Les charges concentrées*

$$P = \sum p / s \quad => \quad \sum p = 488 \text{ KN}, \quad S = 6.55$$

⇨ **P= 74.51 KN/m^2**

c) Charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

$$Q=5 \text{ KN}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

La dalle travaille sur deux direction car ρ=LX/LY=230 /285=0.8>0.4

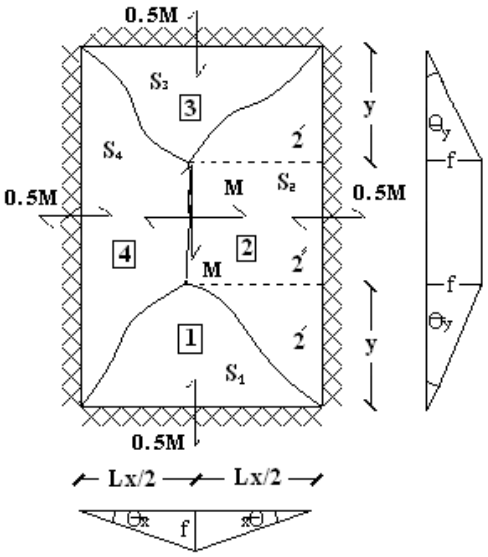


Figure III-10: *Les lignes de rupture*

- ***Travail externe :*** T_{ext} =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

éléments		Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1		1.15 y	f/3	qf(0.38 y)
2	2`	0.58 y	f/3	qf (1.64-0.77 y)
	2``	1.64- 1.15 y	f/2	
3		1.15 y	f/3	qf(0.38y)
4	4`	0.58 y	f/3	qf (1.64-0.77 y)
	4``	1.64-1.15y	f/2	
			Somme	qf (3.28-0.77y)

Tableau III.15 : *Travail externe*

- ***Travail interne :*** T_{int}= M.l.θ

Avec **M** : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et **l.θ** c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	2.3	f/y	2.3Mf/y
	-	0.5M	2.3	f/y	1.13Mf/y
2	+	M	2.85	0.87f	2.48Mf
	-	0.5M	2.85	0.87f	1.24Mf
				somme	Mf(3.43/y+3.72)

Tableau III.16 : *Travail interne*

- ***Principe du travail virtuel :***

Travail externe = Travail interne **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

qf (3.28-0.77y) = Mf(3.43/y+3.72)

M= q_u (3.28-0.77y)/ (3.43/y+3.72)

Il faut que : 0 < y <1.425m

dM/dy = 0 => $-2.86y^2 -5.28y+11.25 = 0$ => y=0.32m

Donc :

$M_U = 0.21\ q_u$

$M_{ser} = 0.21\ q_{ser}$

Avec :

q_u =1.35*74.51 +1.5*5 = 108.9 KN

q_{ser} = 74.51 + 5 = 74.51 KN

- ⇨ M_U= 22.87 KN.m
- ⇨ M_{ser}= 16.7 KN.m

- ○ *En travée :*

  $M_{U\,t}$ =17.15 KN.m

  $M_{ser\,t}$=12.53KN.m

- ○ *En appuis :*

  $M_{U\,a}$ = 11.44KN.m

  $M_{ser\,a}$= 8.35KN.m

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Calcule du ferraillage :***

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple
b =100cm, h =12 cm ; c =2.5cm ;σ_b = 14,20MPa; σ_s = 348MPa.

Hauteurs utiles :

D_x=25-2-0.5=22.5

D_y= 22.5-1=21.5

- *A l'ELU :*

Position	sens	Mu (KN.m)	Amin (cm^2)	Acalculée (cm^2)	Achoisi (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	X	17.15	2.5	2.21	5T10=3.93	20
	Y	17.15	2.5	2.32	5T10=3.93	20
Appuis	X	11.44	2.5	1.54	5T10=3.93	20
	Y	11.44	2.5	1.54	5T10=3.93	20

Tableau III.16: *Calcul du ferraillage a l'elu*

- ***Vérification de l'espacement:***

S_t=100/5=20 cm *on prend* S_t=20cm

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

- *Suivant Lx:*

$\tau u = Vu_x / b.d_x \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u=(P_u * L_x * L_y)/(2L_y+L_x)$= 89.23 KN

$\tau u = (89.23 * 10^3)/(1000*225) = 0.4$ MPa

$\tau u = 0.4 \leq \overline{\tau} = 1.16$ MPa (CV).

PDF Page Organizer - Foxit Software

- *Suivant Ly:*

$\tau u = Vu_y / b.d_y \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa

$v_u=(P_u*L_x * L_y)/(3L_y)= 81.47$ KN

$\tau u= (81.47 * 10^3)/(1000*210) =0.39$ MPa < 1.16MPa

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- *A l'ELS :*

	M_{ser} (kN.m)	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$ (MPa)**	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	12.53	6.6	277.6	14.2	348	
Appuis	8.35	4.5	187.7	14.2	348	

Tableau III.17: *Vérification des contraintes a l'els*

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- *Sens x-x :*

$h/L_X = 0.12/2.3= 0.07 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 .... (c v)

$h/L_X = 0.07 > M_t /(20M_x)=0.05$ ..... (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*22.5)=0.0017 < 4/f_e=0.005$ ..... (cv)

- *Sens y-y :*

$h/L_y = 0.052 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 .... (c v)

$h/L_y = 0.052 > M_t /(20M_x)=0.05$ ..... (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*21.5)=0.0017 < 4/f_e=0.005$ ..... (cv)

PDF Page Organizer - Foxit Software

III-3-3.plancher corps creux (poutrelle) :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.3.1 avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- Son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée { son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

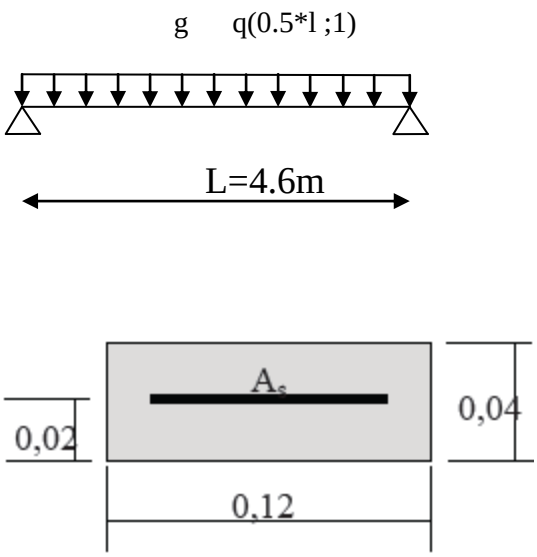


Figure 3-11 : *schématisation de la poutrelle avant coulage*

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Longueur du travée (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.60	2.305	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau III-18 : *les charges de la poutrelle avant collage*

Le calcul en flexion simple nous octroie :

M_G	M_Q	M_U
$GL^2/8 = 2.03$	$QL/4 = 2.65$	6.72

Tableau III-19 *: Calcul des moments*

$$\mu = 6.72*106/(14.2*120*202) = 9.86$$

Cette valeur de μ=9.86 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

G = poids du plancher (16+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$$F = 2.05*(1.35G+1.5Q)*l4/384*E*I$$

$\overline{F}$ =l/1000 +0.5 pour L>5m
F =l/500 pour l <5m

etaiment	G	Q	fc28	L (mm)	F (cm)	$\overline{F}$ (cm)	F< $\overline{F}$
0	1.82	1	25	4600	51.54	0.92	cnv
1			25	2300	3.22	0.46	cnv
2			25	1533.33	0.63	0.31	cnv
3			25	1150	0.20	0.23	cv

Tableau III-20 : *Détermination le nombre des étaiements*

On place 3 étaiements à une distance L=1.15 m

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.3.2 Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Deux types de poutres continues sont à envisager :

- 3 travées

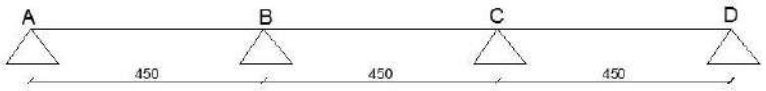


Figure III.12 *poutrelle a 3 travées*

- 4 travées

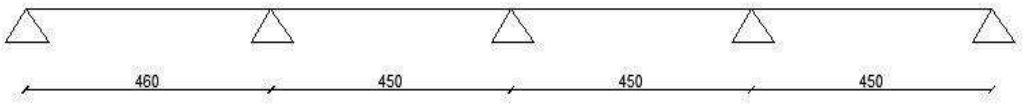


Figure III.13 *poutrelle a 4 travées*

Méthode de calcul :

➢ ***conditions d'application :***

1- $Q \leq 2G$ et $5000n/mm^2$

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C V)

Donc dans les deux cas, on va utiliser ***la méthode forfaitaire***.

➢ ***Calcul des sollicitations :***

- ***Plancher terrasse :***

G = 6.53x0.65=4.24kN/ml,
Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

$P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.70$ *kN/ml*
$P_s = (G+Q) = 4.89$*kN/ml*

- ***Plancher courant :***

G = 6.00x0.65=3.90kN/ml,
Q = 2.5x0.65=1.63 kN/ml

$P_u = (1.35G+1.5Q) = 7.71$ *kN/ml*
$P_s = (G+Q) = 5.55$*kN/ml*

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Plancher RDC :***

G = 6.00x0.65=3.90kN/ml,
Q = 4x0.65=2.63 kN/ml

P_u *= (1.35G+1.5Q) = 9.21 kN/ml*
P_s *= (G+Q) = 6.53kN/ml*

1) *Poutrelles à 3 travées:*

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	19.49	14.39	3.89	9.74	16.03	-18.63
B-C	19.49	11.46	9.74	9.74	17.33	-17.33
C-D	19.49	14.39	9.74	3.89	18.63	-16.03

Tableau III.21 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)*

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	13.98	9.78	2.79	6.99	11.49	-13.36
B-C	13.98	7.69	6.99	6.99	12.43	-12.43
C-D	13.98	9.78	6.99	2.79	13.36	-11.49

Tableau III.22. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)*

- **Représentation des sollicitations :**

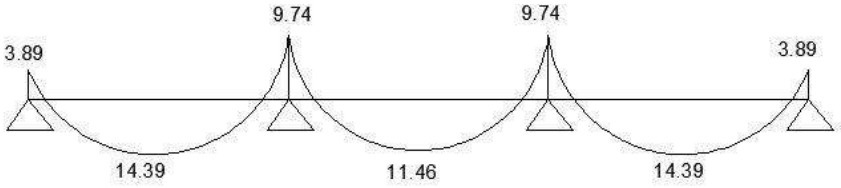


Figure III.14 *Diagramme des moments a L'ELU*

PDF Page Organizer - Foxit Software

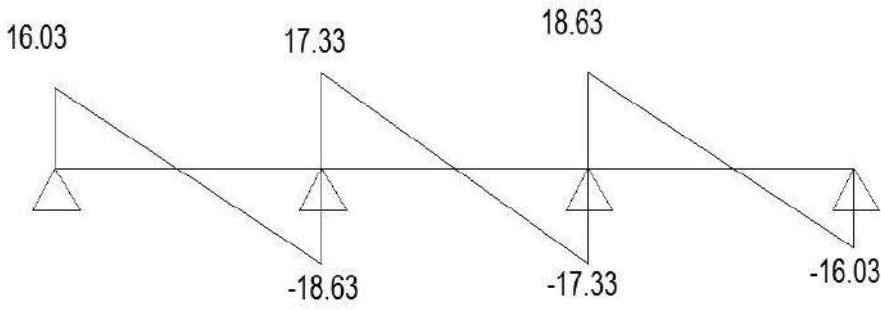


Figure III.15 *Diagramme des efforts a L'ELU*

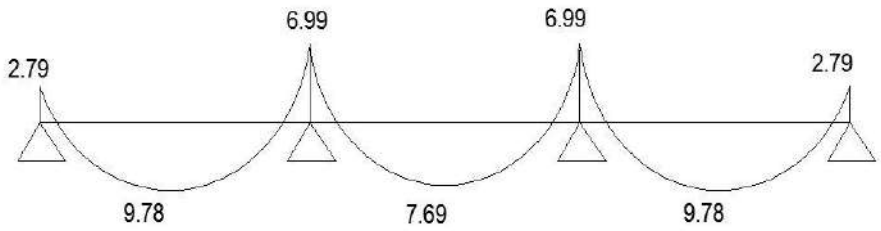


Figure III.16 *Diagramme des moments a L'ELS*

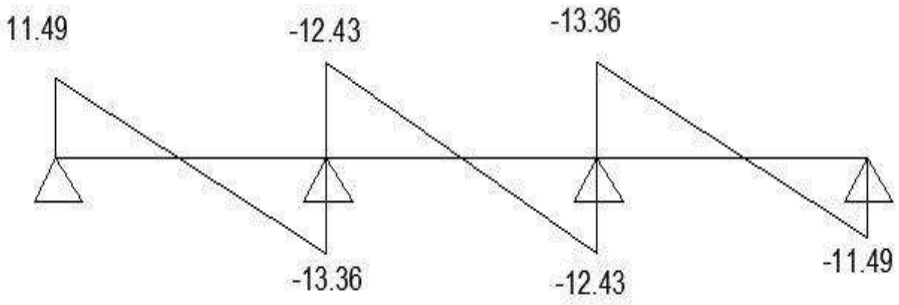


Figure III.17 *Diagramme des efforts tranchants a L'ELS*

2) *Poutrelles à 4 travées:*

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	20.37	15.04	4.07	10.18	17.71	16.38	-19.04
B-C	19.49	12.44	9.74	7.79	17.33	17.76	-16.89
C-D	19.49	12.44	7.79	9.74	17.33	16.89	-17.76
D-E	19.49	14.39	9.74	3.89	17.33	18.63	-16.03

Tableau III.23. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	14.61	10.22	2.92	7.30	12.70	11.75	-13.66
B-C	13.98	8.39	6.99	5.59	12.43	12.74	-12.12
C-D	13.98	8.39	5.59	6.99	12.43	12.12	-12.74
D-E	13.98	9.78	6.99	2.79	12.43	13.36	-11.49

Tableau III.24. *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).*

- **Représentation des sollicitations :**

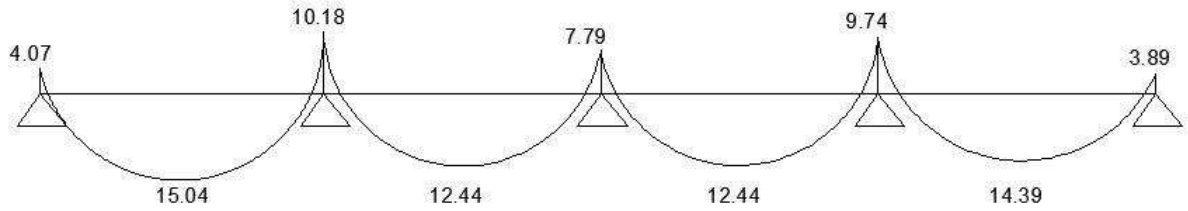


Figure III.18 *Diagramme des moments a L'ELU*

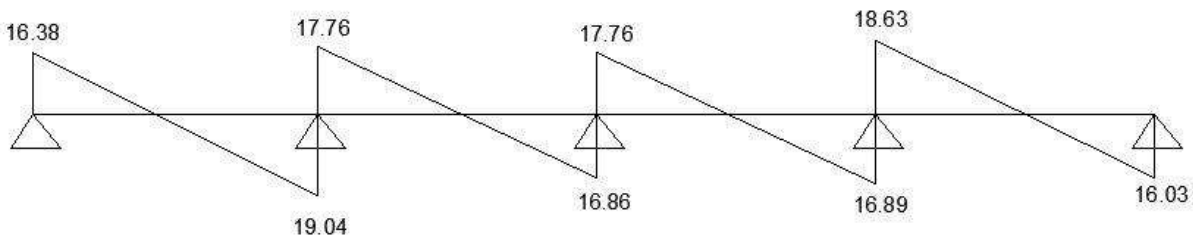


Figure III.19 *Diagramme des efforts tranchant a L'ELU*

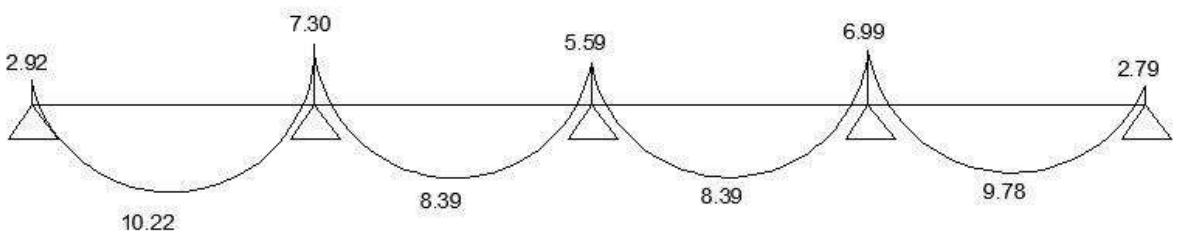


Figure III.20 *Diagramme des moments a L'ELS*

PDF Page Organizer - Foxit Software

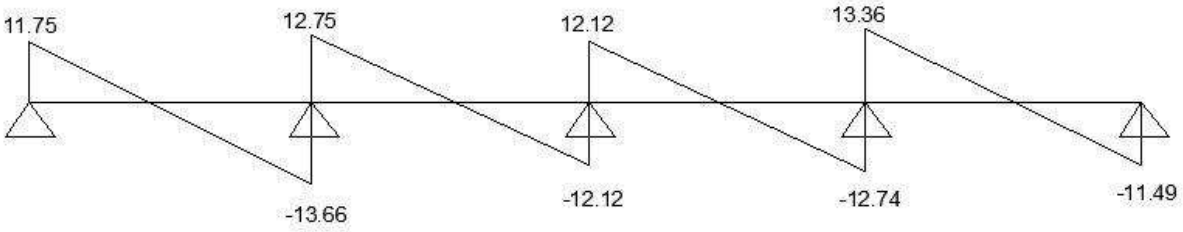


Figure III.21 *Diagramme des efforts tranchant a L'ELS*

III.3.3.3 Ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

	ELU			ELS	
	Ma	Mt	T	Ma	Mt
Sollicitation	10.18	15.09	19.04	7.3	10.22
Référence	Type 2	Type 2	Type 2	Type 2	Type 2

Tableau III.25. *Les valeurs les plus sollicitées sur les poutrelles*

A) A l'ELU :

Acier : FeE4 ; γ_s = . 5 ; σ_s = 348 MPa

Béton : f_{c28} = 5 MPa ; γ_b= .5 ; σ_b = 14.2 MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; h_0 = 4 cm ; d = 18 cm ; .σ_{bc} =14.2 MPa

	Mu(KN.m)	**d(cm)**	**μ**	**β**	**Acal (cm^2/ml)**	**Achoisit(cm^2)**
En travée	15.09	18	0.0505	0.974	2.47	3T12=3.39
Appuis	10.18	18	0.034	0.983	1.65	2T12=2.26

Tableau III.26. *Calcule du ferraillage a l'ELU.*

- ***Conditions de non fragilité 1 :*** *selon le CBA93*

  A = 3.39cm^2 > A_{min} = B/1000= 1.3

  Donc: on adopte la section suivante : A = 3.39 cm^2

- ***Conditions de non fragilité 2 :***

  A=2.26 cm^2 > A_{min}= B/1000= 0.24

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Armatures transversales :***

○ *Vérification de contrainte de cisaillement :*

$V_{u\,max}$=19.04kN

$\tau_u = V_u/(b*d)$=0.88 MPa

La fissuration est peu nuisible :

τ_u=0.88 < $\bar{\tau}_u$= 3.33 (cv)

○ *Espacement St :*

$S_t \leq$ Min [0.9d ,40cm]= 16.2cm

S_t=15cm

○ *Diamètre des armatures transversales Φt :*

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5{,}71;\ 12;\ 10]$

⇨ ϕ_t = 6mm.

⇨ $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,28cm2 ; n_t = 2. => $A_t = a_t.n_t$ = 0,56cm²

○ *Vérifications nécessaires :*

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0{,}88 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(+1)} = 0{,}0008 \quad \textbf{(cv)}$$

$\frac{A_t \cdot f}{b_0 \cdot S_t}$ =1.24 MPa ≥ 0.4 MPa

- **Au voisinage de l'appui :**

○ *Appui de rive :*

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$\text{Avec } a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[35 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16{,}20\text{cm}$$

$$V_u = 19.04\text{kN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129{,}6\text{ kN} \quad \textbf{(cv)}$$

- *Appui intermédiaire :*

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2x19.04x10^3}{120x162} = 1.96\,\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \quad \textbf{(cv)}$$

b) A l'ELS :

	M_{ser} (kN.m)	A	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	10.22	3.39	4.19	14.2	
Appuis	7.30	2.26	2.68	14.2	

Tableau III.27. *Vérification du ferraillage a l'ELS*

- ***Vérification de la flèche*** :

(cnv)

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12.18} = 0{,}01257 > \frac{3{,}6}{400} = 0.009 \quad \textbf{(cnv)}$$ Donc : *le calcul de la flèche est nécessaire.*

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.3	3.39	7.43621358	0.01569444	0.836	143.101564	0.668429	2.61968227	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21799.8332	8716.5369	14102.2189	0.046	0.000551	0.00102164	0.000471	0.092	**cv**

Tableau III.28. *Vérification de la flèche*

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.3.4. Ferraillage de la dalle de compression:

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pou résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

- $A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.
- A//: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \; ; \; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudés soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\,cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5$

esp = 20cm.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\,cm^2$$

On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5$

St = 25 cm.

PDF Page Organizer - Foxit Software

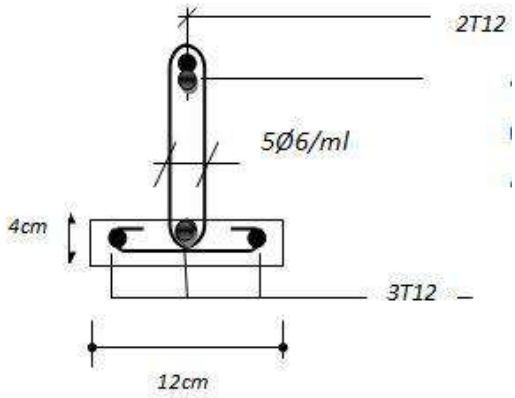


Figure III.15: *disposition constructive des armatures de Poutrelle.*

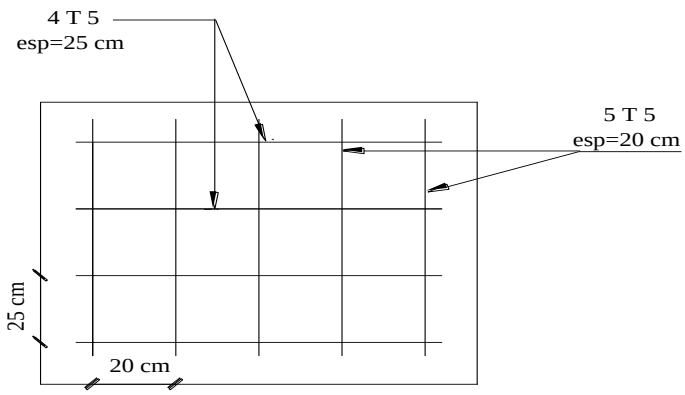


Figure III.16*: disposition constructive des armatures de la table de compression.*

PDF Page Organizer - Foxit Software

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV-1 Introduction :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisit, il est défini par la formule suivante:

- $X_G=\frac{W_i \times X_i}{W_i}$ et $Y_G=\frac{W_i \times Y_i}{W_i}$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

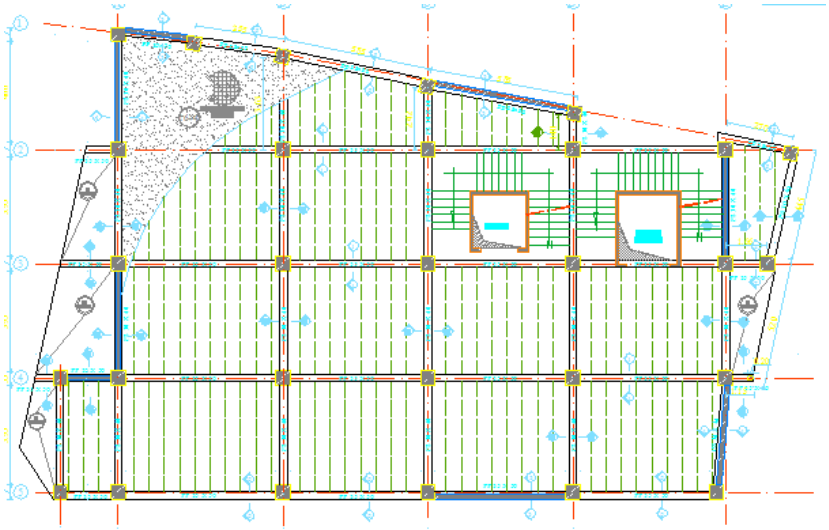


***Figure V-1** : vue en plan*

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{I_{yi} * X_i}{I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{I_{xi} * Y_i}{I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :
Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}\frac{A_0.(4.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.
A_i : aire des éléments du refend.

PDF Page Organizer - Foxit Software

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

Voile à une seule file d'ouverture : $w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$

Voile à une deux d'ouvertures : $w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$

H : hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha}$ Si $\xi = 0$.

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ Si $0 < \xi < 1$.

$A(\alpha,\xi) = \frac{1}{3}(-3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Etage N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
6	**21.08**	3.856E+04	6.211E+04	8.160	8.981	3103.669	8.816	8.599
5	**18.02**	9.812E+04	1.400E+05	9.806	9.935	4964.270	11.105	8.129
4	**14.45**	1.849E+05	2.603E+05	9.603	9.602	5126.210	10.820	7.848
3	**10.88**	3.336E+05	4.573E+05	9.593	9.315	5453.982	10.905	7.888
2	**7.31**	5.320E+05	8.023E+05	9.362	9.288	5490.106	10.811	7.946
1	**3.74**	9.678E+05	1.545E+06	9.222	9.394	5467.115	10.738	8.122
RDC	**0.00**	2.573E+06	4.210E+06	8.896	10.082	5459.270	10.818	8.068
SSOL	**-3.91**	7.548E+09	3.296E+10	5.207	13.234	11257.625	7.027	7.333

Tableau IV-1 : *centre d'inertie et centre de masse*

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.2.3. Excentricité :

a) Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

b) Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0{,}05.\ L_x$

$E_y = 0{,}05.\ L_y$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.55 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.08 m

Etage N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
6	**21.08**	0.656	0.382	Ok
5	**18.02**	1.299	1.806	Ok
4	**14.45**	1.217	1.754	Ok
3	**10.88**	1.312	1.427	Ok
2	**7.31**	1.449	1.342	Ok
1	**3.74**	1.516	1.272	Ok
RDC	**0.00**	1.922	2.014	Ok
SSOL	**-3.91**	3.556	2.633	Ok

Tableau IV-2 : *Excentricité*

c) . Effet de la torsion accidentelle : *RPA99 V 2003► [Art 4.3.7] ◄*

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour notre bloc la régularité en planest vérifiée avec une hauteur qui dépasseles 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄,onvas utiliser la méthode ***dynamique modal spectrale***

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) . Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

b) . Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

c) . Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

- ***Coefficient d'accélération A*** **:** selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1]◄

- L'ouvrage est du « groupe 1B » (clinique recevant plus 300 personne).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Médéa, commune MEDEA. (zone IIb).

Donc : A=0,25

- ***facteur de correction d'amortissement η*****:**selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7\Rightarrow\eta=0{,}763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

PDF Page Organizer - Foxit Software

- *coefficient de comportement R* : RPA99 version 2003 ▶▶[Art.3.4.A.4.b] ◀◀[1]

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄ :

-facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4.] :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	OUI	0	OUI	0
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

Tableau IV-3 : *Facteur de qualite*

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1$$

$$Q_Y = 1$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	49%	48%	1%	3%
Mode 2	46%	1%	52%	2%
Mode 3	33%	4%	0%	49%

Tableau.IV.7 : *Vérification de comportement des trois premiers modes*

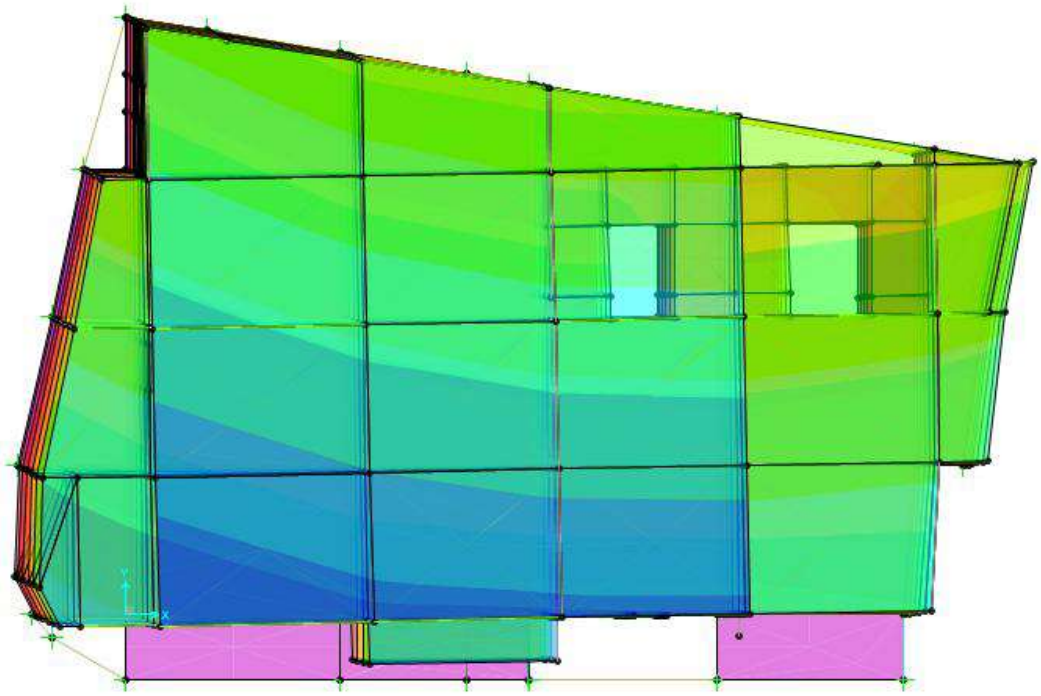


Fig.IV.2. *Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)*

PDF Page Organizer - Foxit Software

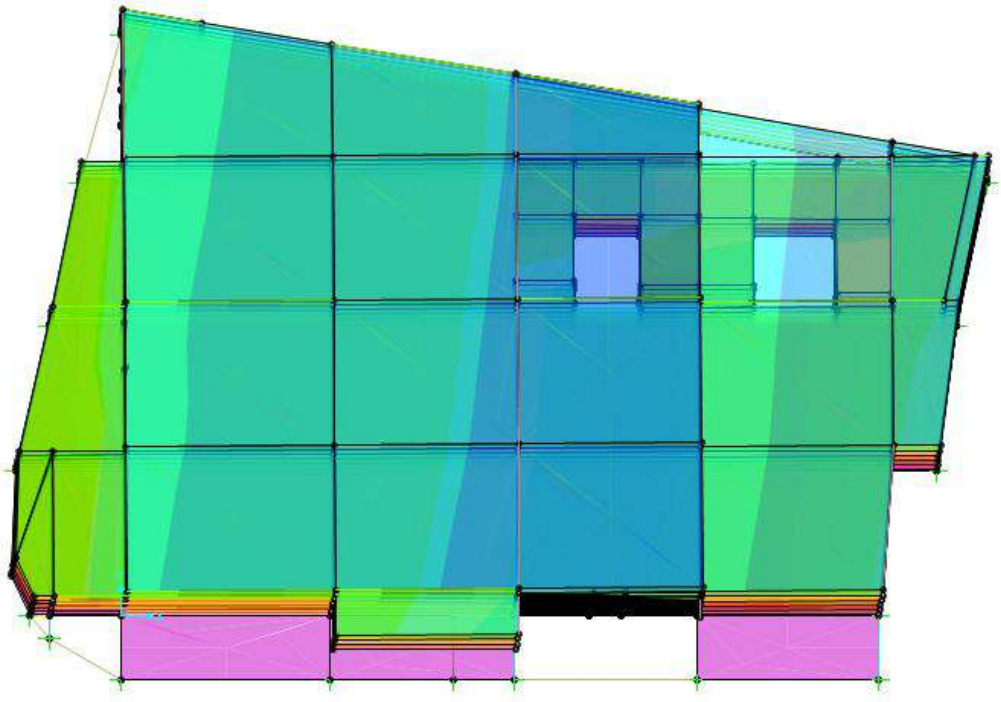


Fig.IV.3. *Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X)*

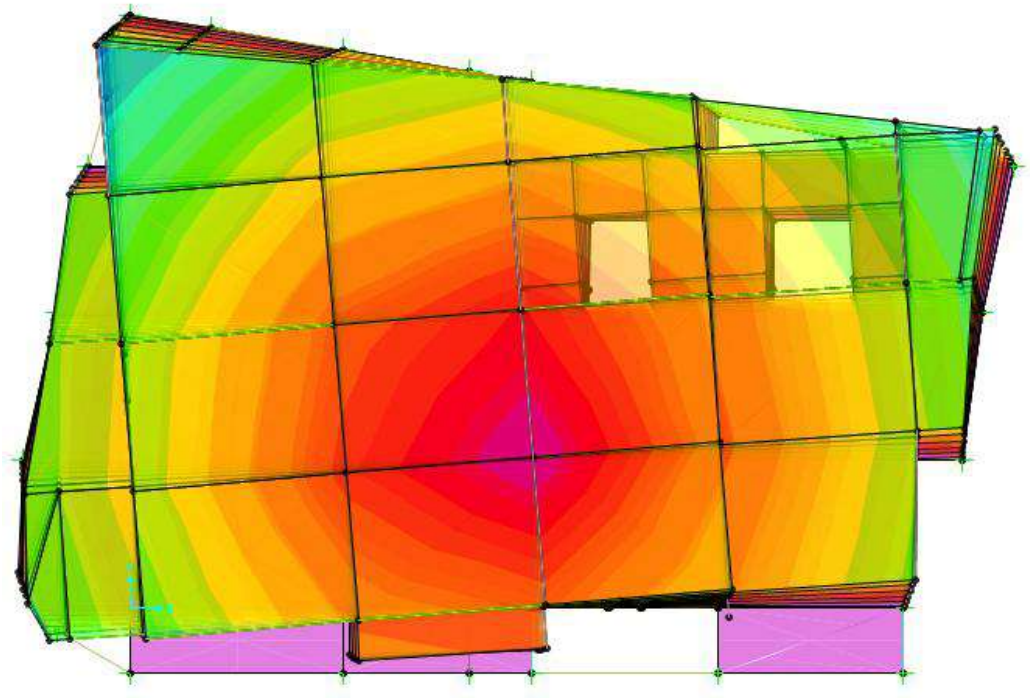


Fig.IV.4.*comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)*

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.4.2.Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄ [1]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.49	0.48	0.01	0.03	0.48	0.01	0.03
Mode 2	0.46	0.01	0.52	0.02	0.49	0.53	0.05
Mode 3	0.33	0.04	0.00	0.49	0.53	0.54	0.54
Mode 4	0.105	0.497	15.054	0.042	58.215	68.682	55.315
Mode 5	0.095	0.029	0.028	0.028	58.244	68.71	55.342
Mode 6	0.091	0.524	0.053	0.837	58.768	68.763	56.179
Mode 7	0.09	1.934	0.067	4.382	60.702	68.829	60.561
Mode 8	0.09	2.438	0.062	5.295	63.14	68.891	65.857
Mode 9	0.086	0.01	0.001	0.02	63.149	68.893	65.876
Mode 10	0.079	0	0.006	0	63.149	68.899	65.877
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	. .	.	.	.	.	.
Mode 124	0.003	0	0.006	0	86.256	89.115	65.877
Mode 125	0.003	0	0.006	0	86.875	89.947	65.877
Mode 126	0.003	0	0.006	0	87.41	90.045	65.877
Mode 127	0.003	0	0.006	0	87.98	90.456	65.877
Mode 128	0.003	0	0.006	0	88.76	90.53	65.877
Mode 129	0.003	0	0.006	0	89.23	91.14	65.877
Mode 130	0.003	0	0.006	0	90.12	91.41	65.877

Tableau.IV.8 : *Vérification de participation massique*

PDF Page Organizer - Foxit Software

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 130ème mode alors
Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec
Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismique à la base Ed 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1]

$$Vx = Vy = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10 \times 39596.678}{5} = 4802.09 \text{ KN}$$

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
3995.476	56.11	7893.84481	0.506	N.Vérifier
569.945	45.66			
56.11	**62649.57**			
E_{dY}KN	**W KN**	**VsyKN**	**Edy/Vsy**	**Vérification**
569.945	56.11	6954.10138	0.581	N.Vérifier
4054.03	45.66			
0.00	**62649.57**			

Tableau. IV.9 : *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.60$$
$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.38$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.6'.
Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.38'
Donc :

E_{dX} = 6392.67 KN

E_{dY} =5582.13 KN

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

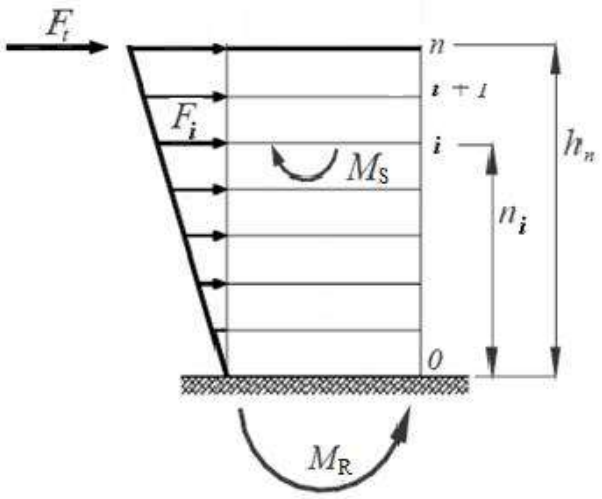


Fig. IV.5.*Les forces agissent sur la stabilité au renversement.*

a) ***Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur*** *:* RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{v - F_t \ W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher *i*, *j*

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

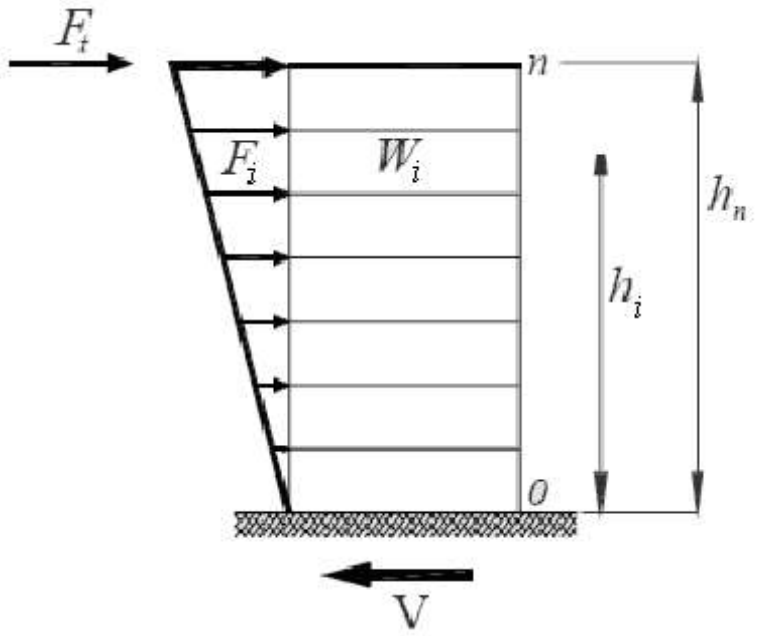


Fig.IV.6.*Distribution des forces sismique*

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
6	**21.08**	*3103.67*	*27.54*	*85475.07*	*814.82*	*739.43*
5	**18.02**	*4964.27*	*24.48*	*121525.33*	*1158.48*	*1051.30*
4	**14.45**	*5126.21*	*21.08*	*108060.51*	*1030.12*	*934.82*
3	**10.88**	*5453.98*	*17.68*	*96426.37*	*919.22*	*834.17*
2	**7.31**	*5490.11*	*14.28*	*78398.77*	*747.36*	*678.22*
1	**3.74**	*5467.11*	*10.88*	*59482.16*	*567.03*	*514.57*
RDC	**0.00**	*5459.27*	*7.48*	*40835.34*	*389.28*	*353.26*
SSOL	**-3.91**	*11257.62*	*3.91*	*44017.29*	*419.61*	*380.79*

Tableau.IV.10 : *Les forces sismiques de chaque niveau*

PDF Page Organizer - Foxit Software

b) Moment de renversement :

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
6	**21.08**	*814.82*	*739.43*	*22440.15*	*20364.02*
5	**18.02**	*1158.48*	*1051.30*	*28359.63*	*25735.83*
4	**14.45**	*1030.12*	*934.82*	*21715.01*	*19705.96*
3	**10.88**	*919.22*	*834.17*	*16251.76*	*14748.17*
2	**7.31**	*747.36*	*678.22*	*10672.34*	*9684.95*
1	**3.74**	*567.03*	*514.57*	*6169.33*	*5598.55*
RDC	**0.00**	*389.28*	*353.26*	*2911.79*	*2642.40*
SSOL	**-3.91**	*419.61*	*380.79*	*1640.67*	*1488.88*
			∑Mr	*116706.720*	*101907.8*

Tableau.IV.11 : *Calcul du moment de renversement*

c) Moment stabilisant :

Etage N°	Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
6	**21.08**	*851.80*	*743.79*	*26526.89*	*27533.66*
5	**18.02**	*1222.02*	*1067.06*	*40073.04*	*56191.07*
4	**14.45**	*1099.98*	*960.49*	*409811.58*	*57191.07*
3	**10.88**	*983.43*	*858.73*	*43938.45*	*61667.9*
2	**7.31**	*800.12*	*698.66*	*44582.67*	*61665.8*
1	**3.74**	*607.14*	*530.15*	*45371.98*	*61014.96*
RDC	**0.00**	*416.99*	*364.12*	*45011.29*	*61399.52*
SSOL	**-3.91**	*411.29*	*359.14*	*71043.09*	*78694.85*
			$\sum M_s$	*357529*	*465289.5*

Tableau.IV.12 : *Calcul du moment stabilisant*

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

PDF Page Organizer - Foxit Software

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
110106.720	99968.76	357529	465289.5	3.24	4.65	Oui

Tableau.IV.13 : *Vérification de stabilisation*

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

- $\delta_k = \delta_{ek}$ *R [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]
- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$[selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01he

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta = H/250$

δ : Déplacement admissible de la structure.

Etage N°	Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
6	**21.08**	1.79	6.27	0.88	3.06	Ok
5	**18.02**	1.54	5.39	1.12	3.40	Ok
4	**14.45**	1.22	4.27	1.08	3.40	Ok
3	**10.88**	0.91	3.19	1.02	3.40	Ok
2	**7.31**	0.62	2.17	0.94	3.40	Ok
1	**3.74**	0.35	1.23	0.74	3.40	Ok
RDC	**0.00**	0.14	0.49	0.49	3.57	Ok
SSOL	**-3.91**	0.02	0.1	0.1	3.91	Ok

Tableau. IV.15 : *Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Etage N°	Niveau (m)	δy (cm)	δy.R	ΔY	0,01.he (cm)	Vérificatio
6	21.08	1.50	5.25	0.73	3.06	Ok
5	18.02	1.29	4.52	0.91	3.40	Ok
4	14.45	1.03	3.61	0.95	3.40	Ok
3	10.88	0.76	2.66	0.87	3.40	Ok
2	7.31	0.51	1.79	0.81	3.40	Ok
1	3.74	0.28	0.98	0.59	3.40	Ok
RDC	0.00	0.11	0.39	0.39	3.57	Ok
SSOL	-3.91	0.02	0.1	0.1	3.91	Ok

Tableau. IV.16 : *Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y*

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a-les poutres : Selon CBA93 ► [Art A.5.1] ◄ :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd} =$

τ =Min [$0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \tau$

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30*40	0.3	0.4	13.087	1,35.G+1,5.Q	0.116	3.33
Poutre paliere	0.3	0.4	148.637	G+Q+EdX	1.321	3.33
PP30*50	0.3	0.3	169.868	1,35.G+1,5.Q	2.059	3.33
PP35*50	0.35	0.5	208.044	G+Q+EdY	1.251	3.33
PS 30*35	0.3	0.35	115.549	G+Q+EdX	1.185	3.33
PS 30*40	0.3	0.4	123.654	1,35.G+1,5.Q	1.03	3.33

Tableau.IV.17 : *Vérification de cisaillement des poutres*

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Element	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm²)	combain aison	T/Bc.Fc 28	Vérificat ion
Pot55*55	0.55	0.55	2057.858	280900	G+Q+EdY	0.293	0.3
Pot35*35	0.35	0.35	112.253	108900	G+Q+EdX	0.041	0.3

Tableau.IV.20 : *Vérification de l'effort normal réduit à la base.*

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003► [Art 5.9]◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

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

- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage N°	Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Tx	Δ_{kx} cm	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
6	**21.08**	3.4	3126.69	1351.240	0.88	0.005989	Oui
5	**18.02**	3.4	5046.35	1201.941	1.12	0.01383	Oui
4	**14.45**	3.4	5275.01	1648.377	1.08	0.010165	Oui
3	**10.88**	3.4	5623.04	2473.153	1.02	0.006821	Oui
2	**7.31**	3.4	5664.17	3306.175	0.94	0.004737	Oui
1	**3.74**	3.4	5641.18	4900.491	0.74	0.002505	Oui
RDC	**0.00**	3.57	5635.57	10644.069	0.49	0.000727	Oui
SSOL	**-3.91**	3.91	10633.60	7405.967	0.00	0	Oui

Tableau.IV.21 :*Vérification l'effet P-Δ sens*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Etage N°	Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Ty	Δ_{ky} cm	θ_{ky}	Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$
6	**21.08**	3.4	3126.69	1204.097	0.73	0.005575	Oui
5	**18.02**	3.4	5046.35	2147.848	0.91	0.006288	Oui
4	**14.45**	3.4	5275.01	2933.839	0.95	0.005024	Oui
3	**10.88**	3.4	5623.04	3648.083	0.87	0.003944	Oui
2	**7.31**	3.4	5664.17	4267.239	0.81	0.003162	Oui
1	**3.74**	3.4	5641.18	4760.027	0.59	0.002057	Oui
RDC	**0.00**	3.57	5635.57	5138.494	0.39	0.001198	Oui
SSOL	**-3.91**	3.91	10633.60	9048.753	0.00	0	Oui

Tableau.IV.22 : *Vérification l'effet P-Δsens Y*

IV.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. et on a terminé avec les dimensions suivante :

a) Poteaux :

- 55 x 55 pour tous les niveaux appart
- les 6 poteaux qui portes les 2 cages d'escalier 60x60 pour le sous sole 55x55 pour le reste des niveaux

b) Poutres :

- *(35x50) pour le rdc, 1^{er} 2^{eme}* et 3^{eme} étage
- *(30x50) pour le 4^{eme}, 5^{eme} et dernier étage*

c) Voile :

- *Une épaisseur de 20 pour les voiles périphérique et de contreventement*

La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

PDF Page Organizer - Foxit Software

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE V: Ferraillage des élément structuraux

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Tableau V-1 : *données de calcul*

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone II.

V.2.2.b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.\ St.b.$

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

1- Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

niveau (B)	position	type	N°	combinaison	Mu	ACALCULE	ACHOISI
terrasse 30*50	travée	intermédiaire	34	ELU	133.94	8.8	3 * HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm2
		rive	1	ELU	51.58	3.2	3 * HA 12 = 3.39cm2
	appuis	intermédiaire	31	ELU	88.8	5.6	3 * HA 14 + 1 * HA 12 = 5.75cm2
		rive	876	ACC	77.61	4.2	3 * HA 14 = 4.62cm2
5,4 30*50	travée	intermédiaire	764	ELU	100.11	6.4	3 * HA 16 + 1 * HA 14 = 7.57cm2
		rive	15	ELU	65.35	4.1	3 * HA 14 = 4.62cm2
	appuis	intermédiaire	695	ELU	156.15	10.4	3 * HA 16 + 3 * HA 14 = 10.65cm2
		rive	169	ACC	101.88	5.6	3 * HA 14 + 1 * HA 12 = 5.75cm2
3,2,1 RDC 35*50	travée	intermédiaire	138	ELU	122.01	7.9	3 * HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm2
		rive	510	ACC	134.26	7.6	3* HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm2
	appuis	intermédiaire	563	ACC	188.15	10.9	3 * HA 16 +1HA16+ 2 * HA 14 = 11.12cm2
		rive	510	ACC	190.12	11.1	3 * HA 16 +1HA16+2 * HA 14 = 11.12cm2

Tableau .V.2: *Ferraillage longitudinal des poutres principales*

NIV (B)	position	type	N°	comb	Mu	ACALCULE	ACHOISI
terrasse (30*35)	appuis	intermédiaire	874	ACC	53.73	4.4	3 * HA 14 = 4.62cm2
		rive	87	ACC	73.37	6.1	3 * HA 14+1 *HA 14 = 6.16cm2
5,4 étage (30*35)	appuis	intermédiaire	762	ACC	-88.65	7.5	3 * HA 14 + 3 * HA 12 = 8.01cm2
		rive	747	ACC	82.15	6.9	3HA14+2 * HA 14 = 7.70cm2
3,2,1 RDC (30*40)	appuis	intermédiaire	613	ACC	117.58	8.7	3 * HA 14 + 2* HA 14 + 1 * HA 12 = 8.83cm2
		rive	598	ACC	-107.82	7.9	3 * HA 14 + 3 * HA 12 = 8.01cm2

Tableau .V.3: *Ferraillage longitudinal des poutres secondaire*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

niveau (B)	position	A_{choisi}	N°	M_{ser}	σ_b Mpa	σ_b Mpa	σ_s Mpa		vérification
terrasse 30*50	travée	13.73	34	97.98	8.1	15	-	-	cv
	appuis	11.78	31	64.81	5.7	15	-	-	cv
5,4 30*50	travée	13.6	764	71.93	6	15	-	-	cv
	appuis	16.68	695	112.3	8.8	15	-	-	cv
3,2,1 rdc t 35*50	travée	16.08	138	86.85	6.2	15	-	-	cv
	appuis	17.15	510	133.1	9.3	15	190.1	201.63	CV

Tableau .V.4 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale*

NIV (B)	position	A_{choisi}	N°	M_{ser}	σ_b Mpa	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s Mpa	vérification
terrasse (30*35)	travée	9.24cm2	874	22.81	4.1	15	88.3	201.63	Cv
	appuis	10.78	874	26.33	4.5	15	87.8	201.63	Cv
5,4 étage (30*35)	travée	9.24	815	27.93	5	15	-	-	Cv
	appuis	12.63	815	30.24	4.9	15	-	-	Cv
3,2,1 RDC (30*40)	travée	9.24	613	36.15	5.1	15	-	-	Cv
	appuis	13.45	613	37.57	4.7	15	-	-	Cv

Tableau .V.5 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire*

PDF Page Organizer - Foxit Software

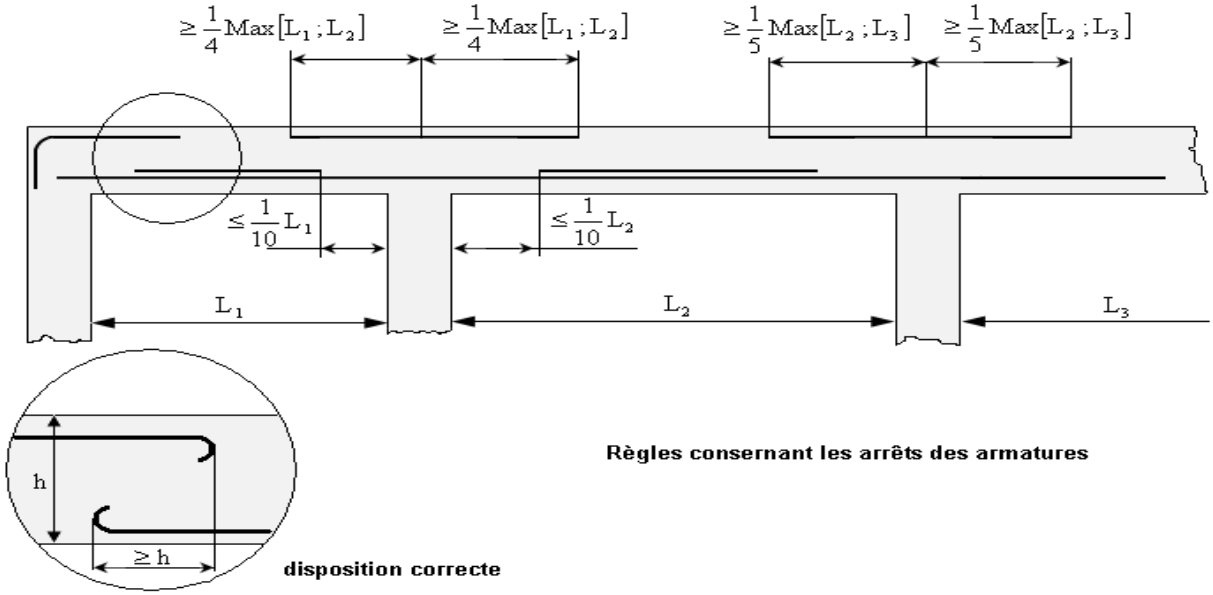


Figure V-1 : *Disposition des armatures pour les poutres*

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max}RPA.

NIV (B)	position	type	Achoisi	Amin	Amax
terrasse (30*50)	intermédiaire	appuis	14.86	7.5	60
		travée			
5eme,4eme (30*50)	intermédiaire	appuis	18.22	7.5	60
		travée			
3eme 2eme 1er RDC (35*50)	intermédiaire	appuis	20.23	8.75	70
		travée			

Tableau V-6: *Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA*

PDF Page Organizer - Foxit Software

NIV (B)	position	type	Achoisi	Amin
Terrasse 30*50	intermédiaire	appuis	14.86	1.5
		travée		
5eme,4eme 30*50	intermédiaire	appuis	18.22	1.5
		travée		
3eme 2eme 1er RDC 35*50	intermédiaire	appuis	20.23	1.75
		travée		

Tableau V-7: *Vérification de ferraillage des poutres principales SELON CBA*

NIV (B)	position	type	Achoisi	Amin	Amax
Terrasse 30*35	rive	appuis	11.5	5.25	42
		travée			
5eme,4eme 30*35	intermédiaire	appuis	14.89	5.25	42
		travée			
3eme 2eme 1er RDC 35*40	intermédiaire	appuis	17.27	6	48
		travée			

Tableau V-8:*Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA*

NIV (B)	position	type	Achoisi	Amin
Terrasse 30*35	intermédiaire	appuis	11.5	1.05
		travée		
5eme,4eme 30*35	intermédiaire	appuis	14.89	1.05
		travée		
3eme 2eme 1er RDC 30*40	intermédiaire	appuis	17.27	1.2
		travée		

Tableau V-9:*Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- *Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :*

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \tau$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
τ	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V-10 : *Lois de la contrainte*

niveau (B)	Position	type	N°	combinaison	T	ζ	ζ	ζ < ζ
terrasse (30*50)	Appuis	intermédiaire	34	ELU	148.4	1.041	3.33	cv
		rive	1	ELU	85.4	0.599	2.5	cv
5,4 (30*50)	Appuis	intermédiaire	695	ELU	169.73	1.19	3.33	cv
		rive	169	ELU	121.12	0.85	2.5	cv
3,2,1 (35*50) RDC	Appuis	intermédiaire	138	ELU	204.7	1.23	3.33	cv
		rive	106	ELU	162.4	0.98	2.5	cv

Tableau V-11 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

NIV (B)	Position	type	N°	combinaison	T	ζ	ζbar	ζ <ζbar
terrasse (30*35)	Appuis	intermédiaire	874	ACC	53.33	0.508	4.34	CV
		rive	87	ACC	138.8	1.32	3.26	CV
5,4 étage (30*35)	Appuis	intermédiaire	762	ACC	169	1.6	4.34	CV
		rive	748	ACC	64.55	0.62	3.26	CV
3,2,1 RDC (30*40)	Appuis	intermédiaire	613	ACC	231.58	1.9	4.34	CV
		rive	598	ACC	76.98	0.64	3.26	CV

Tableau V-12 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.7.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄
  - St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
  - St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
  - $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	Tu (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm2)	S_t(nodale) (cm)	S_t(courant) (cm)	At (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm^2)
Terrasse	30*50	0.508	42.75	1.29	12.5	25	1.125	10	15	4Ø8 =2.01
5eme et 4 eme	30*50	1.600	42.75	1.29	12.5	20	1.125	10	15	4Ø8 =2.01
3eme,2eme,1er RDC	35*50	1.900	42.75	1.50	12.5	20	1.125	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .V.13 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales*

PDF Page Organizer - Foxit Software

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm2)	τu(Mpa)	St (cm)	At(cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At(cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
Terrasse	30*35	1.39	31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8 =2.01
5eme et 4eme	30*35	1.6	31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8 =2.01
3eme,2eme 1er RDC	30*40	1.9	36	0.94	10	22.5	0.95	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .V.14 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires*

V.2.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*35	0.076	0.062	C.V	0.76	0.085	C.N.V	0.006	0.010	C.V
	30*40	0.087	0.062	C.V	0.87	0.085	C.N.V	0.007	0.010	C.V
	30*50	0.085	0.062	C.V	0.77	0.085	C.N.V	0.005	0.010	C.V
	35*50	0.085	0.062	C.V	0.77	0.085	C.N.V	0.007	0.010	CV

Tableau .V.15 : *Vérification de la flèche des poutres*

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Pour les poutres secondaire de 30*35 : Df = 2.1 mm < $l_0/400$ = 11.5 mm
- Pour les poutres secondaire de 30*40 : Df = 2.5 mm < $l_0/400$ = 11.5 mm
- Pour les poutres principale de 30*50 :Df = 4.8 mm < $l_0/400$ = 16.3 mm
- Pour les poutres principale de 35*50 :Df = 5.5 mm < $l_0/400$ = 16.3 mm

PDF Page Organizer - Foxit Software

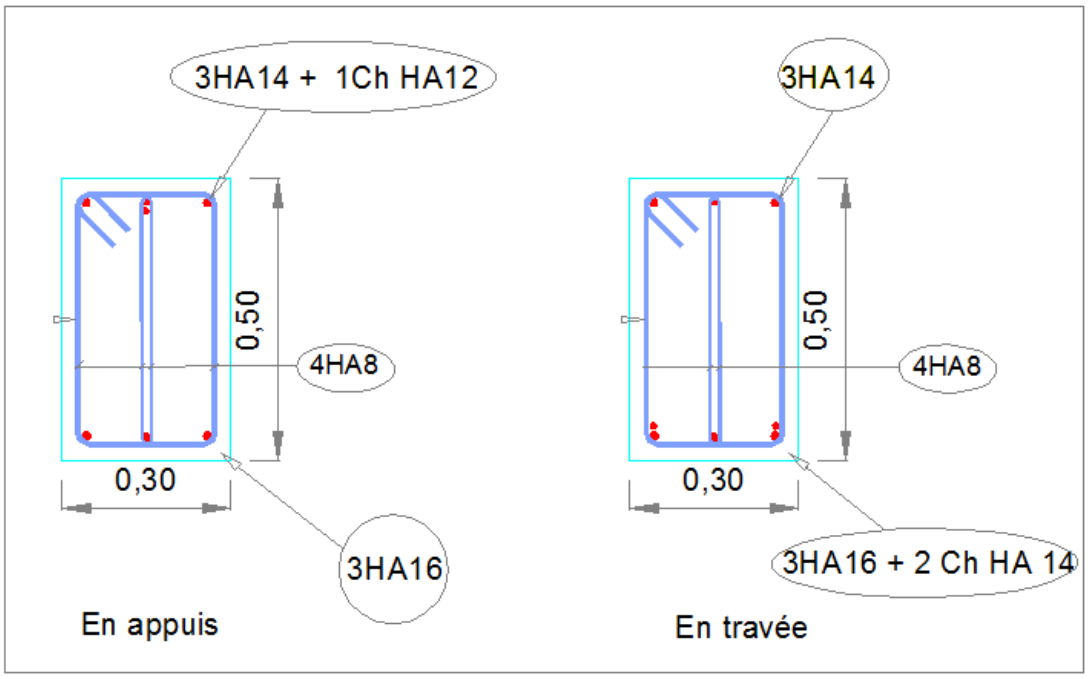


Figure V-2 : *Ferraillage poutre principale terrasse.*

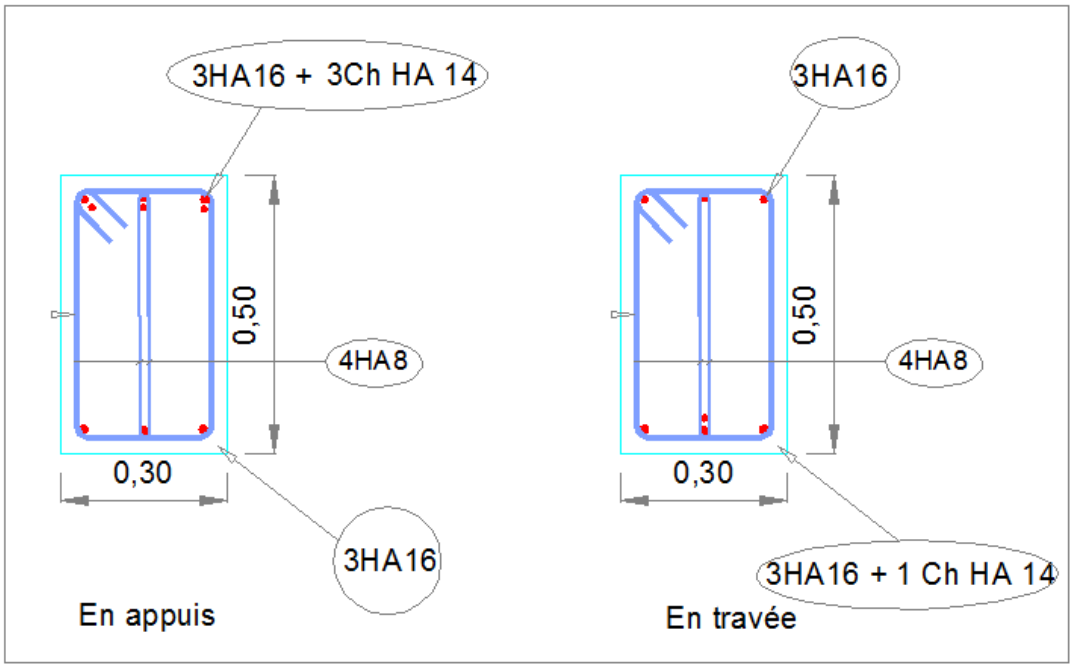


Figure V-3 : *Ferraillage poutre principale 5eme et 4eme étage*

PDF Page Organizer - Foxit Software

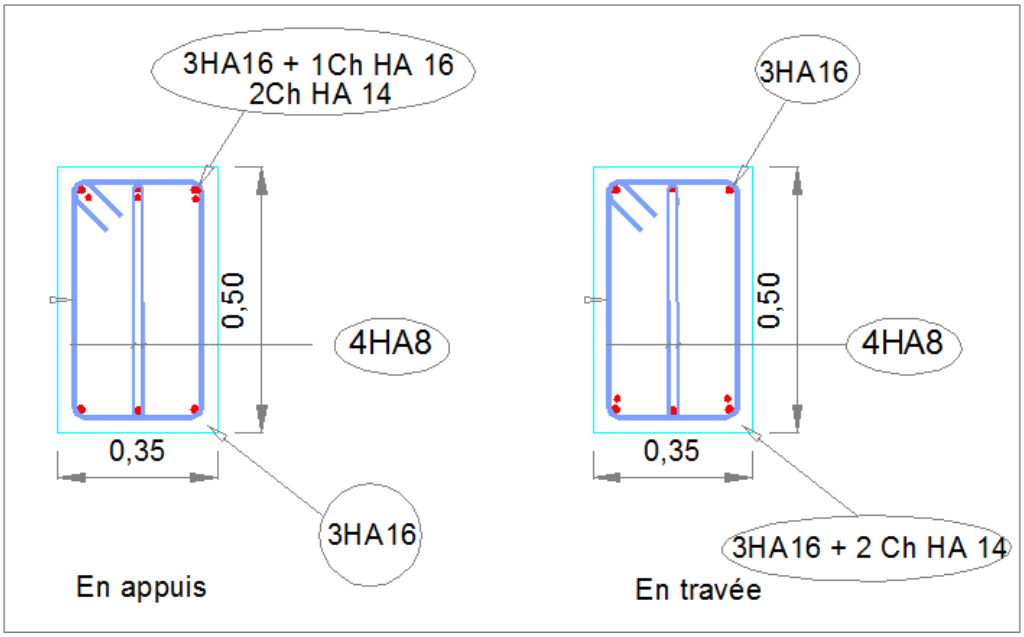


Figure V-4 : *Ferraillage poutre principale $3^{eme,}$,2^{eme} , 1^{er} RDC et SSol*

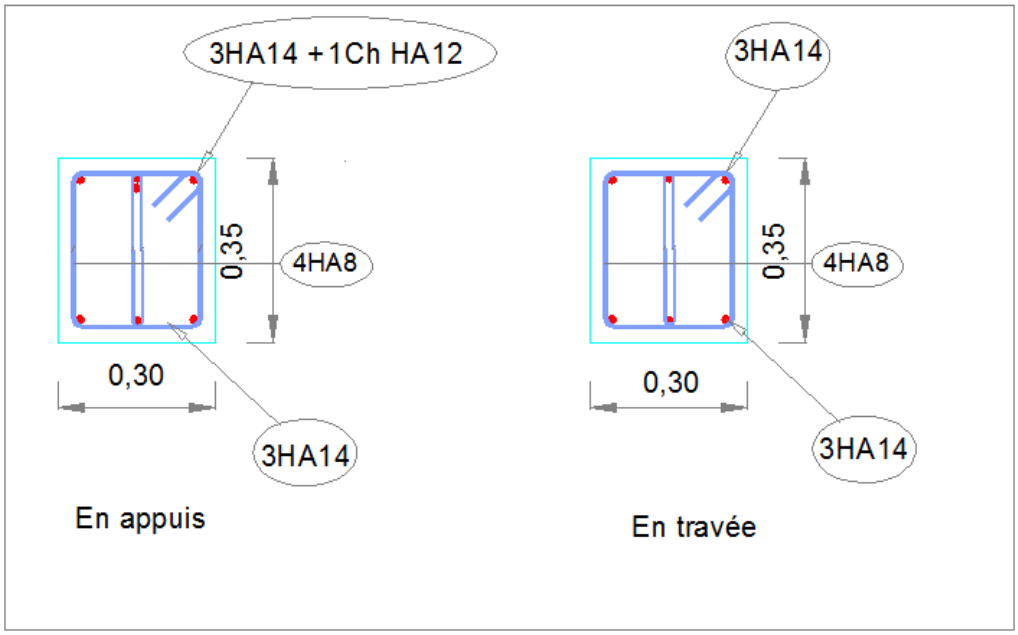


Figure V-5 : *Ferraillage poutre secondaire terrasse*

PDF Page Organizer - Foxit Software

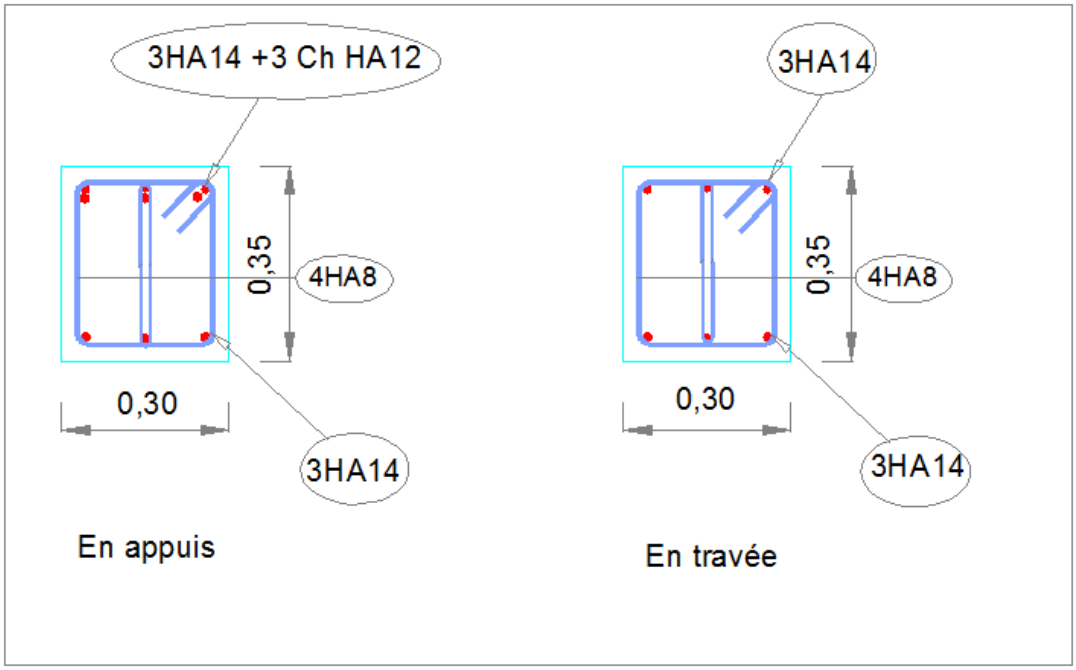


Figure V-6 : *Ferraillage poutre secondaire 5eme et 4eme étage*

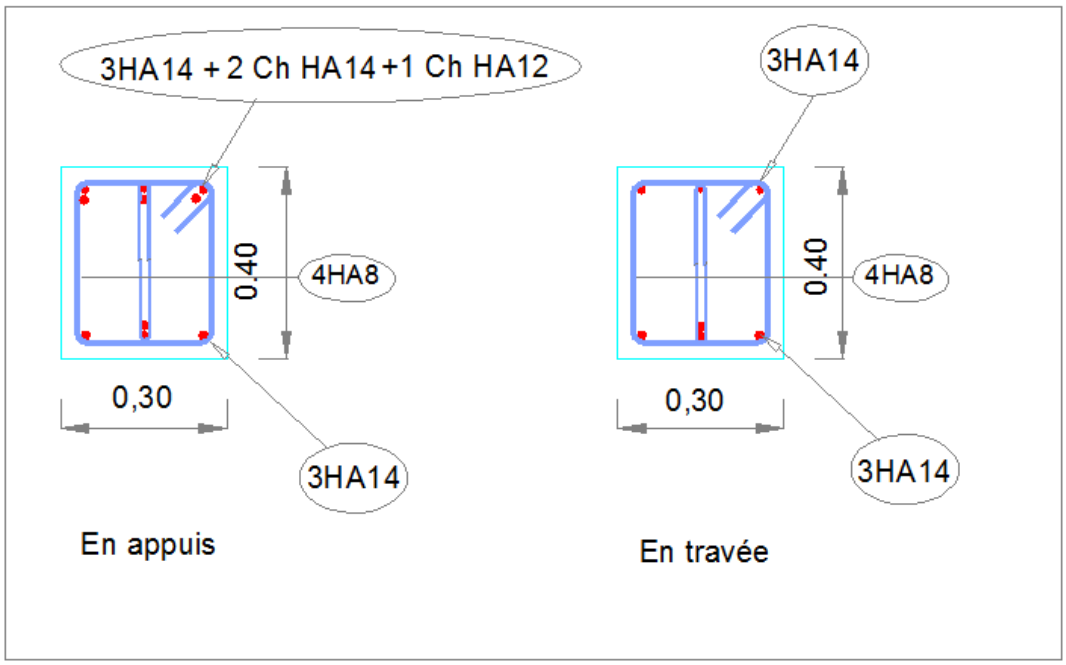


Figure V-7 : *Ferraillage poutre principale 3^{eme,} ,2eme , 1er RDC et SSol*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M_{MAX}" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone II.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois casextrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

PDF Page Organizer - Foxit Software

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,

Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et son M_{corres}.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min}et son M_{corres}.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \frac{M}{N + e_a}$
- $e2 = \frac{3L_f{}^2 \ 2+\alpha.\varphi}{10^4.h}$
- Avec : $e_a = \max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Niveau (m)	N°	Section	combinaison	N (kN)	Mu (kN.m)	A(cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
SSOL	929	Pot60x60	1.35G+1.5Q	2789.05	17.76	7.20	32.4	4HA20+12HA16 = 36.69 cm²
	404	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2756.77	1.92	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
	110	Pot35x35	1.35G+1.5Q	92.22	0.78	5.60	11.03	8HA14 = 12.32cm²
RDC	331	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2749.94	0.72	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
1er	332	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2326.93	8.83	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
2eme	333	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1911.08	4.93	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
3eme	334	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1497.61	2.47	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
4eme	335	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1086.86	5.03	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
5eme	336	Pot55*55	1.35G+1.5Q	695.37	17.97	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²
6eme	337	Pot55*55	1.35G+1.5Q	346.52	24	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm²

Tableau .V.16: *Les Armatures longitudinaux des poteaux*

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Niveau (m)	N°	Section	combinaison	Achoisi (cm)²	Nser (kN)	Mser (kN.m)	бb(MPa)	[бb](MPa)	[бs] (MPa)
SSOL	929	Pot60x60	G+Q	36.69	1308.3	39.61	3.9	15	201.63
	404	Pot55*55	G+Q	28.65	1993.31	1.47	5.2	15	201.63
	110	Pot35x35	G+Q	12.32	120.29	0.49	0.2	15	201.63
RDC	331	Pot55*55	G+Q	28.65	1992.14	0.29	5.1	15	201.63
1er	332	Pot55*55	G+Q	28.65	1686.48	5.65	4.5	15	201.63
2eme	333	Pot55*55	G+Q	28.65	1385.95	2.82	3.6	15	201.63
3eme	334	Pot55*55	G+Q	28.65	1087.08	0.92	2.8	15	201.63
4eme	335	Pot55*55	G+Q	28.65	790.11	2.8	2.1	15	201.63
5eme	336	Pot55*55	G+Q	28.65	507.66	12.74	1.6	15	201.63
6eme	337	Pot55*55	G+Q	28.65	254.1	17.47	1	15	201.63

Tableau .V.17 : *Valeurs des contraintes à l'E.L.S*

PDF Page Organizer - Foxit Software

La contrainte de béton est limitée par :σ_b=15 MPa
La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version2003) :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

P_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d= 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section	T_u max	τ_u	λ	ρ_a	ζ	ζ	$\zeta < \zeta$
SS-SOL	60*60	74.84	0.22	15.6	0.075	1.875	3.33	C.V
	55*55	36.66	0.13	17.21	0.075	1.875	3.33	C.V
	35*35	8.82	0.08	2.7	0.075	1	3.33	C.V
RDC	55*55	195.74	0.68	15.71	0.075	1.875	3.33	C.V
1^{ER}	55*55	295.63	1.02	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
2^{EME}	55*55	354	1.23	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
3^{EME}	55*55	405.4	1.40	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
4^{EME}	55*55	355.1	1.23	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
5^{EME}	55*55	193.6	0.67	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
6^{EME}	55*55	79.8	0.28	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V

Tableau .V.18 : *Valeurs des contraintes limites de cisaillement*

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄

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

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_l}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_l: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{matrix} 10 & zone\ nodale\ . \\ b1/2, h1/2, 10\emptyset l & zone\ courante. \end{matrix}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99 Version 2003 est donnée par :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$\frac{At}{St*b} = \begin{cases} 0.3\% & si\lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & si\lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	choix
60*60	74.84	77.95	5.32	2.5	12.6	courante	15	5Φ8
						nodale	10	
55*55	405.4	46.06	4.54	3.75	18.85	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
35*35	8.82	1	7.82	2.5	19.66	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

Tableau .V.19 : *Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) :

section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	T<0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
60*60	courante	0.085	5.32	oui	-	-
	nodale	0.128		oui	-	-
55*55	courante	0.6	4.54	-	-	oui
	Nodale	0.83		-	-	-
35*35	courante	0.01	7.82	-	-	oui
	nodale	0.0		-	-	oui

Tableau .V.20 : *Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux*

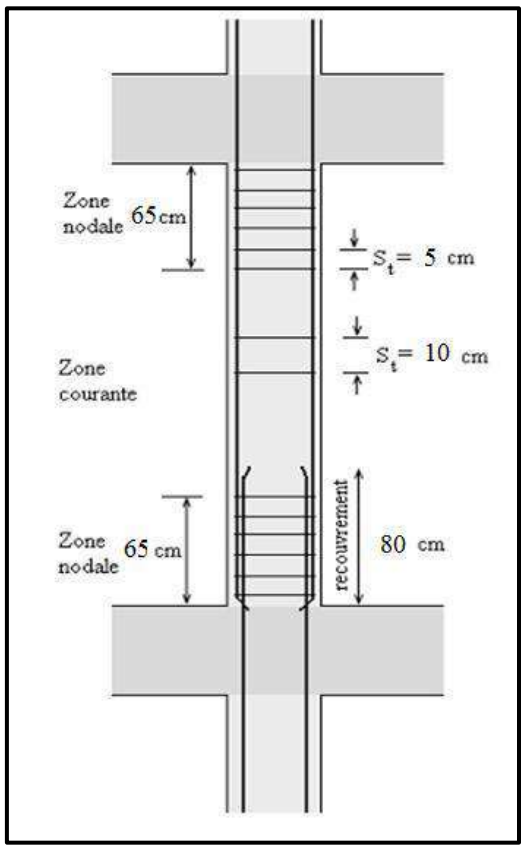


Figure .V. 8: *Disposition des armatures dans les poteaux*

PDF Page Organizer - Foxit Software

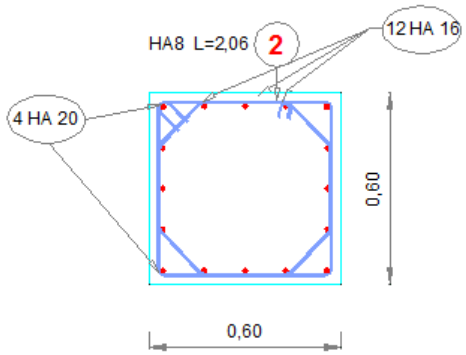


Figure .V. 9: *Ferraillage poteaux 60x60*

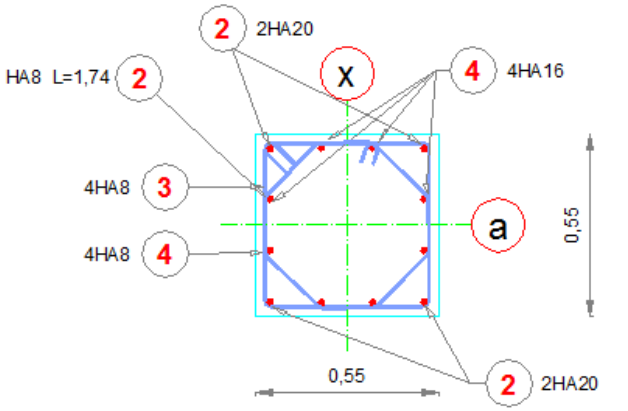


Figure V. 10: *Ferraillage poteaux 55x55*

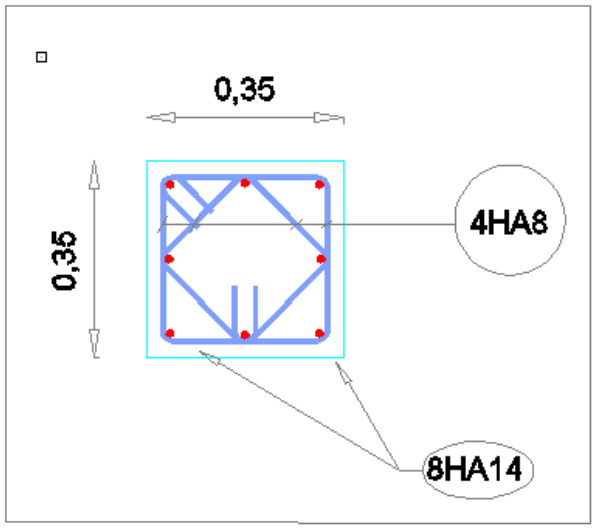


Figure V. 11: *Ferraillage poteaux 35x35*

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

- Aver ≤ 0.4cm2pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- Av =0.2%Bt →dans la section tendue du voile.
- Av =0.15%B →dans la section globale du voile.
- Av =0.10%B →dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.
-

B-Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".
- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa

PDF Page Organizer - Foxit Software

- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \tau$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\tau = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- τ_b: Contrainte de cisaillement.
- τ: Contrainte de cisaillement admissible.
- Ah : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $Sh \leq$ min [1.5a ; 30cm]

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :
-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq$ min [1.8a ; 30cm]

S_v (zone courante)

$S_v =$ { $\frac{S_v}{2}$ (zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

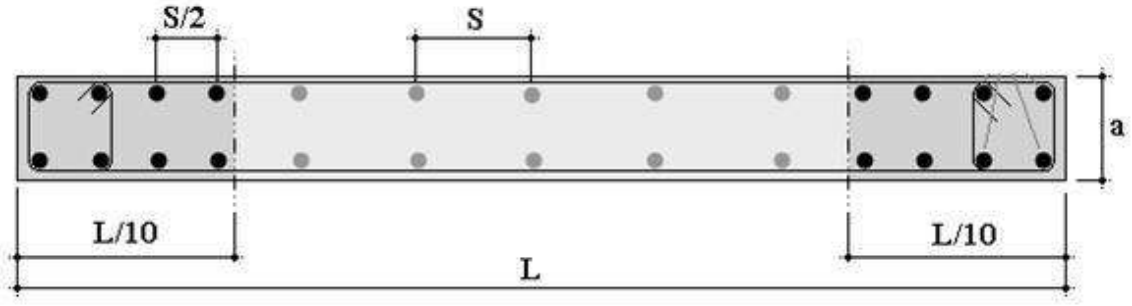


Fig.V.12 : *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Tableau .V.19 : Les données de calcul

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Voile	Niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
V1	-	20X170	-	-	G+Q+Edx	-	20	2x (9 HA 14=13.95)
	RDC		1350	1633.39		11.1	20	
	1er		1153.9	1248.48		7.6	20	
	2eme		899.97	1000.18		7.6	20	
	3eme		682.64	771.94		7.6	20	
	4EME		465.43	684.28		7.6	20	
	5EME		256	621.92		7.6	20	
v2	-	20x195	-	-	G+Q+Edx	-	20	2x (11HA 14 = 16.93 cm²)
	RDC		1455.89	1811.41		8.9	20	
	1er		1021.21	1158.839		8.6	20	
	2eme		795.59	738.58		8.6	20	
	3eme		762.03	571.63		8.6	20	
	4EME		520.1	448.24		8.6	20	
	5EME		333.33	363.44		8.6	20	
	6eme		94.82	44.42		8.6	20	
v3	Ssolpreph	20x524	2053	1723.64	G+Q+Edy	21.8	20	2x (27HA 14 = 41.56)
	RDC		2721.67	2628.57		21.8	20	
	1er		2357.01	2164.23		21.8	20	
	2eme		1954.68	1606.4		21.8	20	
	3eme		1522.75	1086.98		21.8	20	
	4EME		1075.46	740.23		21.8	20	
	5EME		708.63	384.65		21.8	20	
	6eme		285.95	267.54		21.8	20	
v4,v5	Ssol	20x405	2057.12	60.94	G+Q+Edx	17	20	2x (21 HA 14=32.33)
	RDC		2392.55	3699.89		17	20	
	1er		1916.85	3175.54		17	20	
	2eme		1479.71	2495.64		17	20	
	3eme		1053.92	1886.91		17	20	
	4EME		667.65	1672.1		17	20	
	5EME		360.17	830.32		17	20	

Tableau .V.20 : *Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau .V.21 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- σ_b =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \sigma_b$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- σ_s = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; 110 $\overline{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s$

voile	S(cm²)	Achoisie	Nser	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
V1	20*170	13.95	870.67	307.4	4.6	68.7	15	201.63
V2	20*195	16.93	739	55.48	2	29.8	15	201.63
V3	20*524	41.56	1913.02	434	2.2	32.3	15	201.63
V4	20*405	32.33	1678.32	254.7	2.3	35.1	15	201.63
V5	20*405	32.33	1678.32	254.7	2.3	35.1	15	201.63

Tableau .V.22 : *vérification des armateurs verticaux a l'els*

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

voile	S(cm²)	V	ζ	ζbar	ζ<ζbar
V1	20*170	469.97	1.38	5	CV
V2	20*195	720.34	1.84	5	CV
V3	20*524	1454.83	1.38	5	CV
V4	20*405	1070.24	1.2	5	CV

Tableau .V.23 : *Vérification des armatures.*

PDF Page Organizer - Foxit Software

NIV	VOILE	S	Ah choisi
ssol	V1	20*170	18 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	
rdc	V1	20*170	16 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	
étage courant	V1	20*170	16 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	

Tableau .V.24 : *Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.*

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures ϕ_t est tel que $\phi_t \geq \frac{\phi_v}{3}$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

voile	niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
t1	-	20*207.5	-	-	G+Q+Edx	-	-	2X (11HA 14 =16.93)
	RDC		3436.85	1621.39		9.1	20	
	1ER		2733.91	1369.64		9.1	20	
	2EME		2065.27	1111.69		9.1	20	
	3EME		1483.57	810.26		9.1	20	
	4EME		995.84	608.44		9.1	20	
	5EME		346.76	39.92		9.1	20	
	6EME		346.76	39.92		9.1	20	
t2	-	20x147.5	-	-	G+Q+Edy	-	-	2X(8HA 14 = 12.32)
	RDC		2368.1	1022.58		6.7	20	
	1ER		1753.53	987.7		6.7	20	
	2EME		1251.85	851.5		6.7	20	
	3EME		861.61	712.31		6.7	20	
	4EME		557.44	571.75		6.7	20	
	5EME		341.58	320.19		6.7	20	
	6eme		114.63	210.2		6.7	20	
t3	-	20x232.5	-	-	G+Q+Edy			2X (16HA 14 = 24.63)
	RDC		1909.83	2736.02		11.1	15	
	1ER		1562.73	1956.85		10.1	15	
	2EME		1305.48	1403.03		10.1	15	
	3EME		1050.86	1027.42		10.1	15	
	4EME		832.82	714.93		10.1	15	
	5EME		741.18	378.67		10.1	15	
	6eme		-	-				

Tableau .V.25 : *Calcul des armateurs verticaux des trumeaux*

PDF Page Organizer - Foxit Software

A.2. Vérification des armatures à ELS :

voile	S(cm²)	Achoisie	Nser	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
t1	20x207.5	16.93	1116.01	0.48	2.4	36	15	201.63
t2	20*147.5	12.32	629.44	21.5	2.1	31.6	15	201.63
t3	20*232.5	24.63	1219.64	598.42	4.5	67.4	15	201.63

Tableau .V.26 : *Vérification des armatures a ELS des trumeaux*

B. Les armateurs horizontaux :

NIV	VOILE	S	St	Ah choisi
Ssol	t1	20x207.5	20	18 HA 10
	t2	20*147.5		
	t3	20*232.5		
RDC	t1	20x207.5		16 HA 10
	t2	20*147.5		
	t3	20*232.5		
Etage courant	t1	20x207.5		16 HA 10
	t2	20*147.5		
	t3	20*232.5		

Tableau .V.27 :*Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux*

C. Vérification des contraintes :

voile	S(cm²)	T	ζ	ζbar	ζ<ζbar
t1	20x207.5	899.36	2.17	5	CV
t2	20*147.5	600.07	2.03	5	CV
t3	20*232.5	1104.24	2.37	5	CV

Tableau .V.28 :*Vérification des contraintes*

V.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.
- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄ :

PDF Page Organizer - Foxit Software

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \tau$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\tau = 0.2f_{c28}$

b0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

-*Ferraillage* : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1- *Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄*

- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda>1$ (linteau longe) ; $\lambda< 1$(linteau court)

A- linteau long$\lambda>1$:

On à: $St \leq At\ fe\frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court $\lambda< 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T+A_t f_e}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : $Z = h - 2\,d'$

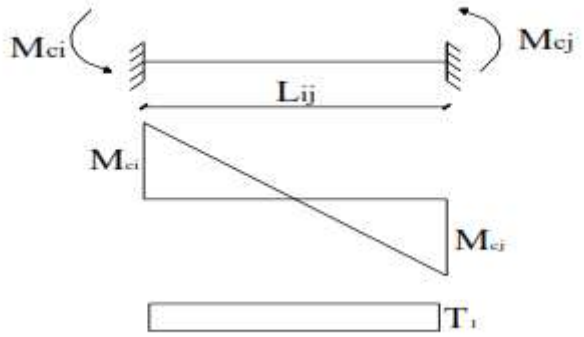


Fig.V.13 : *Moments et efforts tranchants dans les linteaux*

2- Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2sin\alpha.f_e} \qquad \text{avec: } tg\,\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

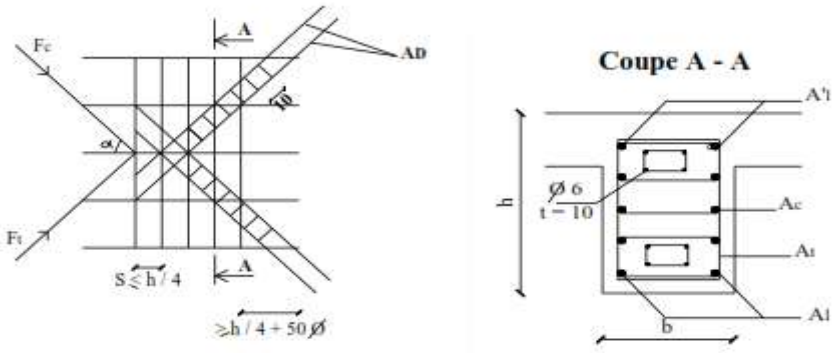


Fig.V.14 : *Armatures du linteau selon le RPA 99*

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ***Ferraillage minimal*** **:** selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄ :

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$A_D = 0$ ➢ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_D = 0.15\%b.h$ ➢ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si ➢ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\%b.s$ ➢ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

		E	L	H	V	M	ζ	ζbar	ζ<ζbar
t1	RDC – 1	20	2.35	1.67	1265.25	581.33	4.53	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	20	2.35	1.5	1137.18	564.50	4.42	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	20	2.35	1.5	903.44	460.45	3.51	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	20	2.35	1.5	674.55	365.46	2.62	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	20	2.35	1.5	555.00	338.41	2.16	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	20	2.35	1.5	183.09	121.57	1.29	1.5	Flexion simple
	6^{EME}	20	2.35	1.5	-	-	-	1.5	
t2	RDC – 1	20	1.75	1.67	1197.77	649.03	4.29	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	20	1.75	1.5	1014.48	553.27	3.95	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	20	1.75	1.5	829.15	455.85	3.22	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	20	1.75	1.5	639.90	352.93	2.49	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	20	1.75	1.5	454.12	257.80	1.77	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	20	1.75	1.5	215.27	124.64	0.84	1.5	Flexion simple
	6^{EME}	20	1.75	1.5	41.24	22.33	0.42	1.5	Flexion simple
t3	RDC – 1	20	1.4	1.37	823.33	613.92	4.67	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	20	1.4	1.2	752.78	558.92	4.88	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	20	1.4	1.2	694.17	513.82	4.50	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	20	1.4	1.2	594.57	439.71	3.85	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	20	1.4	1.2	465.06	342.28	3.01	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	20	1.4	1.2	247.34	174.05	1.60	1.5	Traction/compression
	6^{EME}	20	1.4	1.2	-	-	-	1.5	

Tableau .V.29 : *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

PDF Page Organizer - Foxit Software

	NIV	AD	AL	AT	AP	St	AD	AL	AT	AP
t1	RDC -1ER	16.05	6.51	0.75	8.68	20	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	1ER-2EME	15.74	6	0.75	8	20	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	2EME-3EME	12.84	6	0.75	8	20	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	3EME-4EME	10.08	6	0.75	8	20	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	4EME-5EME	7.76	6	0.75	8	20	2x(4 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	5EME-6EME	4.11	3.3	0.75	4.4	20	2x(4 HA 12)	2x(3HA 12)	2x(7HA10)	2x (4 HA 12
	6EME	-	-	-	-	-				
t2	RDC -1ER	17.51	6.51	0.75	8.68	15	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	1ER-2EME	15.79	6	0.75	8	15	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	2EME-3EME	13.47	6	0.75	8	15	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	3EME-4EME	10.95	6	0.75	8	15	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	4EME-5EME	8.58	6	0.75	8	15	2x(4 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	5EME-6EME	1.91	6	0.75	-	15	2x(4 HA 10)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	-
	6EME	-	6	0.75	-	-	-	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	-
t3	RDC -1ER	13.27	4.11	0.75	5.48	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	1ER-2EME	11.36	3.6	0.75	4.8	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	2EME-3EME	9.87	3.6	0.75	3.6	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	3EME-4EME	7.75	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	4EME-5EME	5.61	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 10)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	5EME-6EME	2.52	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 10)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	6EME	-	3.6	0.75	3.6	15	-	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	-

Tableau .V.30: *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

V.4.6.Ferraillage des voiles bunker:

V.4.6.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

niveau	Volie	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
t1	voile 180	180*650	3453.21	59.33	G+Q+Edx		20	2x(33 HA 14 =50.80)
	voile 100	100x7.5	1593.02	120.12	G+Q+Edy		20	2x(38 HA 14 =58.50)
	voile 0.8	80*750	3087.5	93.51	G+Q+Edy		20	2x (58HA 14 = 89.28)

Tableau .V.31 : *Calcul des armateurs verticaux des voiles du bunker*

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau .V.32 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

B. Vérification des armatures à ELS :

voile	S (cm²)	Achoisie	Nser	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
v180	180*650	50.8	3140.22	311.08	4.2	61.1	15	201.63
v100	100x75	58.5	2131.05	38.27	2.6	38.1	15	201.63
v0.8	80*750	89.28	6126.91	666.15	11.4	166.6	15	201.63

Tableau .V.33 : *vérification des armateurs verticaux a l'ELS*

V.4.6.2. Calcul des armateurs horizontaux :

	VOILE	S	St (cm)	Ah choisi
ssol	V180	180*650	20	18 HA 10
	V100	100x75	20	
	V0.8	80*750	20	

Tableau .V.34 : *Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.*

V.4.6.3. Vérification des contraintes :

Voile	S(cm²)	T	ζ	ζbar	ζ<ζbar
V180	180*650	674.79	0.52	5	CV
V100	100x75	89.28	0.11	5	CV
V0.8	80*750	105.79	0.17	5	CV

Tableau .V.35 : *Vérification des armatures*

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE VI: Ferraillage de l'infrastructure

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.1. Radier général

VI.1.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- On an opté pour ce type de fondation pour notre structure a cause du bunker au niveau du SSol

VI.1.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$\sigma \max \geq \sigma adm \quad => \quad S \quad \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a :

N = G+Q = 64267.472 KN

σ_{sol} = 1.9 bar

On trouve: $S \geq 335.25 cm^2$

La surface du bâtiment $Sb \geq 503.69 cm^2$

Donc la surface totale du radier est 503.69 m^2

VI.1.3. Prédimensionnement de radier :

a. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$hr1 \geq \frac{Lmax}{20}$$

Avec: L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

Lmax = 6.50 m

$=> hr1 \geq$ 33 cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$$L\max \geq \frac{\pi}{2} Le$$

Avec $$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $$I = \frac{bh^3}{12}$$

E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

On aura:

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$hr1 \geq 0.57$ m

Condition de cisaillement :

On doit vérifier que:

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

Avec:

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \qquad q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Nu=Nu (superstructure)

Nu=64267.47 kN

L=6.5m ; b=1m

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})}$$

$hr3 \geq 0.19$ m

Donc : $hr1 \geq \max(hr1, hr2, hr3) = 0.57$

$hr1 = 0.8$ m

b. *Dimensionnement des nervures*

1. Largeur des nervures :

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

2. Hauteur des nervures :

Condition de poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{.....(1)}$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,

⇨ Nu = 2760.86 kN.

Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b)+2h]$$

a,b : les dimensions du poteau (55,55).

D'après l'équation (1) on a :

$hn1 \geq 0.72$ m on prend $hn1 = 0.75$ m

PDF Page Organizer - Foxit Software

Condition de la raideur:

- Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. l'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{..... (*)}$$

- Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale a :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumiseà la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$

Avec :

a = 55 cm (largeur du poteau)

l entre axe = 6.5m

Le = 3.78 m

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$:

⇨ hn2 = 49.66 cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : Lmax=6.50m

⇨ 43 cm < hn3 < 65 cm

On choisit : Hn3= 55 cm

Donc hn > max(hn1 , hn2 , hn3) = 75cm

hn = 75 cm

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier ***hr=80cm***
- Les dimensions de la nervure ***hn =75 cm***

bn=70 cm

VI.1.3.caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

Xg=7.027 cm

Yg=7.333 cm

b. b. Moments d'inertie:

Ixx= 7.548E+09 cm

Iyy=3.296E+10 cm

VI.1.4. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

- Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
- Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Et :

- Mr= M0+V0h
- M0: Moment à la base de la structure.
- V0: L'effort tranchant à la base de la structure.
- M0, V0 : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V17.1
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

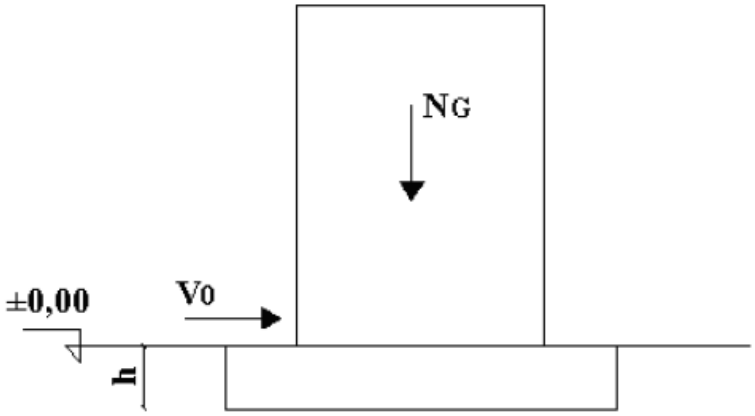


Figure VI-1 : *Schéma statique du bâtiment*

Sens x-x:

Msx=Ng. Xg

Mrx=116706.720kN.m

Avec:

$N_g=N_{g1}+N_{g2}$

Et :

- N_{g1}: Poids propre de la superstructure.
- N_{g2}: Poids propre du radier.

Alors : N_{G1}= 64267.47 KN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25*503.69*0,8=10073.8$ kN

Donc: N_G=74341.27kN

Ms=522396.10

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.47 > 1.5 \quad \ldots. CV$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Sens y-y:

M_{Ry} = 101907.8 KN.m

M_s=544921.29 KN.m

$\frac{M_s}{M_R}$ = 5.34 > 1.5 …… cv

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.1.5.Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \frac{74340.27}{503.69} = 0.148 < 0.19 bar$$

VI.1.6.ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier:

Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ => La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ …….sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y q L_y^2$ …….sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Panneau de rive :

- Moment en travée :
  Mtx= 0.85Mx
  Mty=0.85My

- Moment sur appuis:
  Max= May=0.3Mx (appui de rive)
  Max= May=0.5Mx (appui d'intermédiaire)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:
  $Mt_x = 0.75M_x$
  $Mt_y = 0.75M_y$

- Moment sur appuis :

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$ => La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

b. *Valeur de la pression sous radier:*

ELU: qu= 199.27 kN/m²

ELS: qser= 147.61 kN/m²

c. *Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):*

On à le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	μx	μy	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	4.60	6.50	0.71	0.07	0.43	288.41	124.59	245.15	93.45	144.21
P2	4.50	6.50	0.69	0.07	0.42	281.25	117.59	210.94	88.19	140.63
P3	4.50	6.50	0.69	0.07	0.42	281.25	117.59	210.94	99.95	140.63 84.38
P4	4.60	5.70	0.81	0.06	0.60	236.55	140.96	177.41	105.72	118.27
P5	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	99.12	117.83
P6	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	112.33	117.83
P7	4.60	5.70	0.81	0.06	0.60	236.55	140.96	177.41	105.72	118.27
P8	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	99.12	117.83
P9	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	112.33	117.83
P10	4.60	6.00	0.77	0.06	0.53	256.37	135.21	192.27	101.41	128.18
P11	4.50	6.00	0.75	0.06	0.51	250.59	127.92	187.94	95.94	125.29
P12	4.50	6.00	0.75	0.06	0.51	250.59	127.92	196.71	108.74	125.29 75.18
P13	2.25	4.50	0.50	0.10	0.25	97.45	24.36	82.83	20.71	48.73

Tableau VI-1 : *Calcul des moments à l'ELU*

d. *Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):*

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens.

PDF Page Organizer - Foxit Software

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	4.60	6.50	0.71	0.07	0.58	232.07	135.00	174.05	101.25	116.04
P2	4.50	6.50	0.69	0.08	0.57	225.68	128.73	169.26	96.54	112.84
P3	4.50	6.50	0.69	0.08	0.57	225.68	128.73	169.26	96.54	112.84 67.70
P4	4.60	5.70	0.81	0.06	0.71	196.15	139.48	147.11	104.61	98.08
P5	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15
P6	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15 58.29
P7	4.60	5.70	0.81	0.06	0.71	196.15	139.48	147.11	104.61	98.08
P8	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15
P9	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15 58.29
P10	4.60	6.00	0.77	0.07	0.66	209.89	138.11	157.42	103.58	104.95
P11	4.50	6.00	0.75	0.07	0.64	204.45	131.81	153.34	98.86	102.23
P12	4.50	6.00	0.75	0.07	0.64	204.45	131.81	173.79	98.86	102.23 61.34
P13	2.25	4.50	0.50	0.10	0.37	74.73	27.43	63.52	20.57	37.36

Tableau VI-2 *Calcul des moments à l'ELS*

e. Calcul du ferraillage:

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Avec :

fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; σbc=14,17MPa ; fe=400MPa ; σs=348MPa ; b=100cm ; h=45cm ; d=0,9h ; h=40.5cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

	SENS	Mu	Acalculé	Achoisi	st
travée	x	245.15	9.28	7HA16=14.07cm²	15
	y	112.33	4.22	7HA14=10.78cm²	15
appuis	x	144.2	5.43	7HA14=10.78cm²	15
	y				

Tableau VI-3 *Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU*

f. Vérification des contraintes l'ELS :

	SENS	Achoisie	Mser	ϭb (MPa)	ϭs (MPa)	[ϭb] (MPa)	[ϭs] (MPa)
travée	x	14.07	174.05	3.05	173.61	15	201.63
	y	10.78	104.61	2.03	134.31	15	201.63
appuis	x	10.78	116.03	2.25	148.97	15	201.63
	y						

Tableau VI-4 *Vérification des contraintes des panneaux de radier*

Espacement **:**

Sens x-x : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Sens y-y : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$Tx = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{2ly + lx}$$ ⇨ T_x= 333.065 KN

$$Ty = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{3ly}$$ ⇨ T_y=171.5 KN

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d}$$ = 0.463 < 1.167 MPa

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.1.7.ferraillage des nervures

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0{,}85M_0$
En appuis : $M_t = 0{,}50M_0$

b. Calcul des armatures :

b =70 cm ; h=80cm ; d=72 cm ;L=6.5m ; qU=199.27kN/ml; qser= 147.61 kN/m²

	Mu	μ	Acalculé	Achoisi	st
travée	894.53	0.15	36.14	12HA20=37.70cm²	15
appuis	526.19	0.088	20.47	7HA14=10.78cm²	15

Tableau VI-5 *Ferraillage des nervures a l'ELU*

Vérification des contraintes l'ELS:

	Achoisie	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	53.41	662.63	8.81	185.82	15	201.63
Appuis	37.45	389.78	5.81	152.79	15	201.63

Tableau VI-6 *Vérification des contraintes des nervures*

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1 f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{Tu= 479.73 KN.m}$$

⇨ 0.95 < 2.5 MPa

PDF Page Organizer - Foxit Software

Vérification de la contre flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$
$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

⇨ 80/650 = 0.123 > 0.0625 ….. (cv)

⇨ 0.123> 0.1 …… (cv)

⇨ 0.007 < 0.0105 ……(cv)

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M0 : le moment isostatique.
- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e}$$

$$S_t \leq Min(0{,}9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa$$

$$A_t \geq 0{,}003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) = 19{,}2cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$ = 1.6 cm

fe =400MPa ; τu=0,65Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=55cm ; d=76.5cm

On trouve : St=10cm……Zone nodale. St=30cm……Zone courante.
At≥6,3cm2 on prend : 6T12=6,79cm2

PDF Page Organizer - Foxit Software

CONCLUSION

PDF Page Organizer - Foxit Software

L’objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tous ça en assurant l’économie et sur tous la sécurité des usagers.
La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l’analyse d’une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l’analyse,néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pasnécessaires à ce stade de l’étude.
- L’analyse dynamique est l’étape la plus importante dans l’analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l’ouvrage, est capitale pour
- connaître la nature du sol d’assise de l’ouvrage pour, ensuite, trancher sur le typede fondation (superficielle ou profonde)
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L’utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " Sap2000V17.0.1" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l’étude,la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l’ingénieur et de sabonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans laconception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs.

PDF Page Organizer - Foxit Software

ANNEX

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les bétons lourds

Autor(en): **Hermann, Kurt**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin du ciment**

Band (Jahr): **64 (1996)**

Heft 12

PDF erstellt am: **28.02.2016**

Persistenter Link: http://dx.doi.org/10.5169/seals-146406

Nutzungsbedingungen

Mit dem Zugriff auf den vorliegenden Inhalt gelten die Nutzungsbedingungen als akzeptiert.
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die angebotenen Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungshinweisen und unter deren Einhaltung weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://retro.seals.ch

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les bétons lourds

On utilise pour la fabrication des bétons lourds des granulats spéciaux de haute densité.

Les bétons lourds sont des bétons de masse volumique apparente $\rho_o > 2800$ kg/m^3. Ils sont utilisés principalement comme béton de radioprotection, c'est-à-dire pour faire écran aux rayons X et aux rayons gamma. D'autres applications sont en particulier les fondations lourdes, les contrepoids pour excavateurs et grues, et les bétons pour coffres-forts.
Les bétons lourds ne peuvent pas être fabriqués avec les granulats utilisés habituellement, dont la densité se situe aux environs de 2,65 kg/dm^3; ces granulats doivent être remplacés entièrement ou partiellement par des granulats lourds.

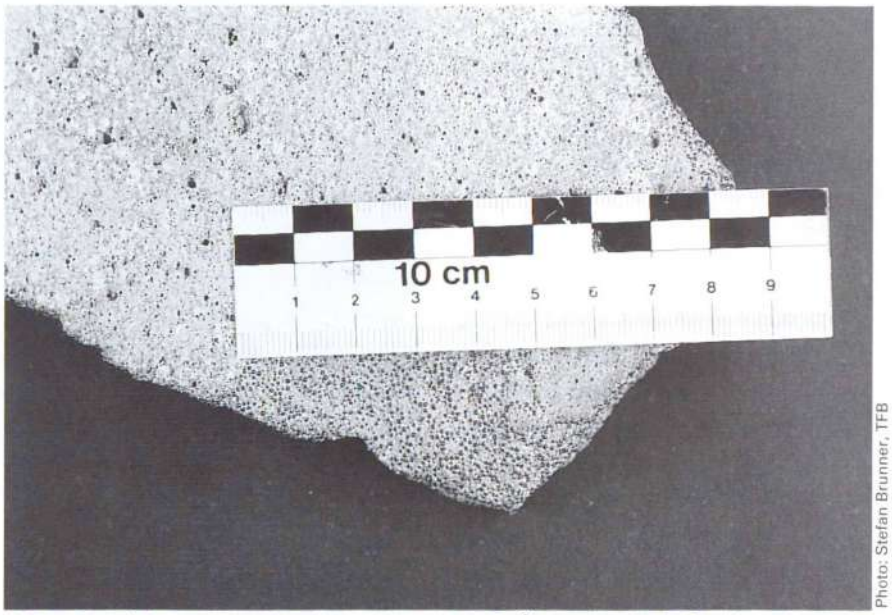


Photo: Stefan Brunner, TFB

Béton lourd de masse volumique de 4760 kg/m^3 avec sable de fer (fractions granulométriques 0,1–0,2 mm, 0,3–0,6 mm et 0,5–1,0 mm) comme granulats lourds.

Les granulats lourds

Les granulats lourds permettent de produire des bétons de masse volumique de 2800 à env. 5900 kg/m^3.
Ils peuvent être divisés en groupes, comme suit:

- granulats à granulation naturelle (baryte, magnétite)
- granulats naturels fragmentés mécaniquement (baryte, magnétite, hématite)
- granulats artificiels (particules d'acier, minerais agglomérés, ferrosilicium)

Les principaux granulats lourds et les masses volumiques du béton qu'ils permettent d'obtenir, ainsi que leur effet en tant que matériau de blindage, figurent dans le *tableau 1*. Le plomb et les roches plombifères ne conviennent pas comme granulats lourds, car ils réagissent avec le ciment et peuvent nuire à la prise.

Granulats	Densités [kg/dm^3]	Blindage contre
Spath pesant, baryte ($BaSO_4$) (matériau cristallin et amorphe)	4,0–4,3	rayons X, rayons gamma
Magnétite (Fe_3O_4)	4,65–4,8	rayons gamma
Fer oligiste, hématite (Fe_2O_3) très dur	4,7–4,9	rayons gamma
Ilménite ($FeTiO_3$) fer titané	4,55–4,65	rayons gamma
Ferro-phosphore sous-produits de l'extraction du phosphore	5,8–6,2	rayons gamma
Ferrosilicium sous-produits de la fabrication de corindon fondu, bon matériau à résistance mécanique élevée pour chapes et bétons résistant à l'abrasion	6,0–6,2	rayons gamma
Granulats ferreux	6,8–7,5	rayons gamma
Grenaille d'acier granulométrie 0,2–3 mm	7,5	rayons gamma

Tab. 1 Densités de granulats lourds et effet de blindage des bétons fabriqués avec ces granulats [1, 2].

Formules de bétons

Les mélanges de granulats lourds, de gravier et de sable naturel donnent des bétons lourds de masse volumique allant jusqu'à environ 3800 kg/m^3. Pour obtenir des masses volumiques proches de 5900 kg/m^3, il faut ajouter du fer ou de l'acier. Bien que les granulats ferreux se trouvant à la surface du béton soient corrodés sur une profondeur de quelques millimètres, aucun dégât causé par des éclate-

PDF Page Organizer - Foxit Software

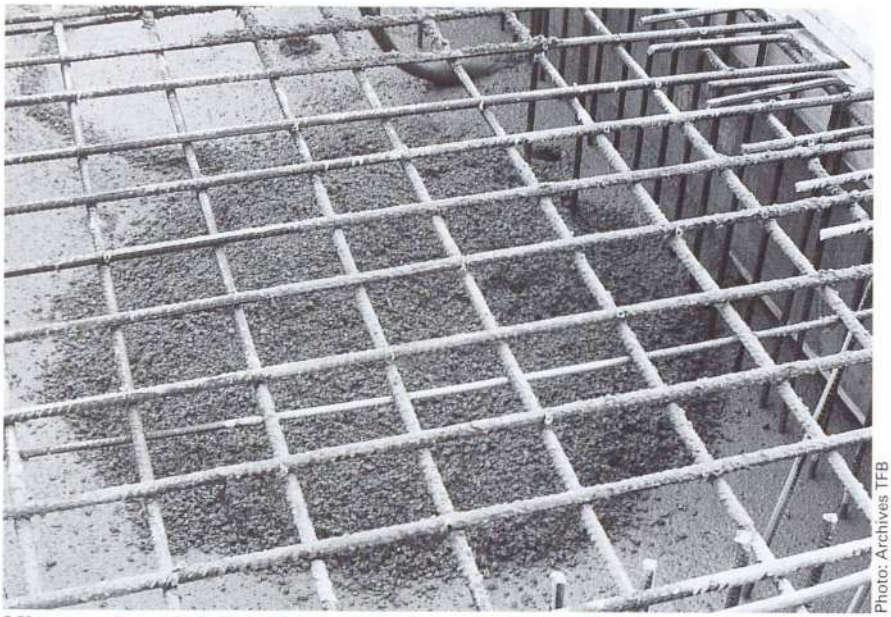


Photo: Archives TFB

Mise en place de béton de protection contre les radiations avec baryte comme granulats lourds.

ments dus à la rouille n'a été observé, même à l'extérieur [1].

Pour l'élaboration des formules de béton, on se réfère fréquemment à des valeurs empiriques provenant d'autres projets de construction ou à des formules indicatives données par les fournisseurs de granulats lourds. Quatre formules pour bétons lourds de masse volumique entre 3500 et 4200 kg/m³ figurent dans le *tableau 2*. Il sera traité d'autres formules au cours de cet article.

Le besoin en eau des granulats lourds naturels ne diffère généralement pas de celui des granulats ordinaires. Les granulats artificiels ferreux témoignent même d'un plus faible besoin en eau, si le pourcentage de fines (0–2 mm) n'est pas trop élevé. Souvent les éléments de construction en béton lourd sont également des éléments massifs. On peut utiliser pour ces éléments des ciments dont la chaleur d'hydratation est aussi faible que possible. Les quantités d'eau de gâchage aussi réduites que possible entraînent le danger de fissures de retrait, ce qui généralement exige l'utilisation d'adjuvants (plastifiants ou superfluidifiants).

Fabrication et mise en place

On applique généralement pour les bétons lourds les mêmes principes de base de la technologie du béton que pour les bétons ordinaires. Lorsque l'on s'en écarte, c'est surtout pour des raisons de différences de densité.

Malaxage

Les bétons lourds sont fabriqués dans des mélangeurs horizontaux ou à bac usuels. Mais il faut prendre en considération que ces installations sont dimensionnées pour des bétons ordinaires, dont la masse volumique, à l'état frais, est d'env. 2500 kg/m³, ce qui signifie que les quantités de remplissage sont à réduire en conséquence. La durée du malaxage est un facteur critique, et doit être déterminée

Matière	Masse volumique vraie ou apparente [kg/dm³]	Masse des matières en kg/m³ pour masse volumique du béton [kg/m³] 3500	3500	> 3800	4200
Ciment	3,0	300	300	300	300
Eau	1,0	170	170	170	170
Gravier/sable	2,6	420	–	–	–
Baryte	3,95	–	1610	–	–
Hématite	4,85	2680	1490	3470	2860
Granulats ferreux	7,5	–	–	–	940

Tab. 2 Formules indicatives pour bétons lourds [2].

PDF Page Organizer - Foxit Software



Photo: Archives TFB

Partie de mur en béton lourd (à l'arrière) et béton ordinaire (bloc de radioprotection pour deux accélérateurs linéaires à l'hôpital cantonal de Lucerne).

au moyen d'essais préliminaires. Si la durée du malaxage est trop courte, le béton frais n'est pas homogène, et si elle est trop longue, l'abrasion des granulats peut s'amplifier.

Transport et mise en place

Pendant le transport, les bétons lourds doivent être en mouvement, afin de ne pas entrer en ségrégation. La mise en place peut se faire avec les procédés usuels, éventuellement aussi par pompage. Le béton devrait être amené aussi près que possible du point de mise en place. Le risque de ségrégation est particulièrement grand avec les bétons lourds à granulats de différentes masses volumiques granulaires, et cela même avec de faibles hauteurs de chute. Ce qui est valable pour le béton ordinaire, l'est doublement pour le béton lourd, c'est-à-dire ne pas répartir le béton avec le vibrateur!

Compactage

Le béton lourd de bonne composition se prête bien au compactage. Le rayon d'action des vibrateurs est toutefois plus petit que dans le béton ordinaire; seuls des essais préalables permettent de trouver les appareils de fréquences et de diamètres d'aiguilles appropriés. Pendant le vibrage, les granulats lourds descendent plus rapidement que les granulats ordinaires. Mais la ségrégation peut être évitée dans une large mesure si, dans le béton frais, le mortier est visqueux et pauvre en eau. Le vibrage doit être en outre d'aussi courte durée que possible, et effectué avec des espacements et des profondeurs de pénétration aussi faibles que possible. Le béton des éléments de construction minces peut être vibré avec des vibrateurs de surface ou vibrateurs de coffrage. Les joints de reprise doivent être évités dans toute la mesure du possible. Lorsque des interruptions sont inévitables, il faudrait reprendre le bétonnage après 4 à 8 heures au plus tard. Il faut alors commencer par éliminer au jet d'eau sous pression la laitance de la couche de béton précédente, jusqu'à ce que les gros grains soient à nu. L'eau restante doit être ensuite

Rayonnement radioactif

Le rayonnement radioactif se produit lors de la désintégration des noyaux d'atomes radioactifs. Il se forme alors de nouveaux noyaux d'atomes dont l'énergie est plus faible. La différence d'énergie entre les deux sortes de noyaux d'atomes est contenue dans le rayonnement radioactif. Le rayonnement radioactif peut être corpusculaire ou ondulatoire.

Le rayonnement corpusculaire

se compose de particules libérées lors de la fission de l'atome. On distingue entre

- rayonnement alpha (rayons α), qui se compose de noyaux d'hélium à double charge positive (He^{2+}),
- rayonnement beta (rayons β), qui se compose d'électrons, et
- rayonnement neutronique, qui se compose de particules électriquement neutres, les neutrons.

Le rayonnement ondulatoire

- Le rayonnement gamma (rayonnement γ) se produit lorsque l'énergie libérée lors de la désintégration radioactive est émise sous forme d'ondes électromagnétiques qui, du point de vue physique, sont comparables au rayonnement X et à la lumière visible.
- Le rayonnement X est produit artificiellement sous vide, en bombardant la matière avec des électrons accélérés, ce qui freine fortement les électrons. Une partie de leur énergie cinétique est transformée en rayonnement X (rayonnement de freinage).

Les rayons α et β ne pénètrent que peu dans les matériaux, et leur action sur les propriétés de ces matériaux est donc également faible. C'est pourquoi seuls les rayons γ ou X et le rayonnement neutronique doivent être pris en considération en ce qui concerne l'influence exercée sur le béton par le rayonnement.

PDF Page Organizer - Foxit Software

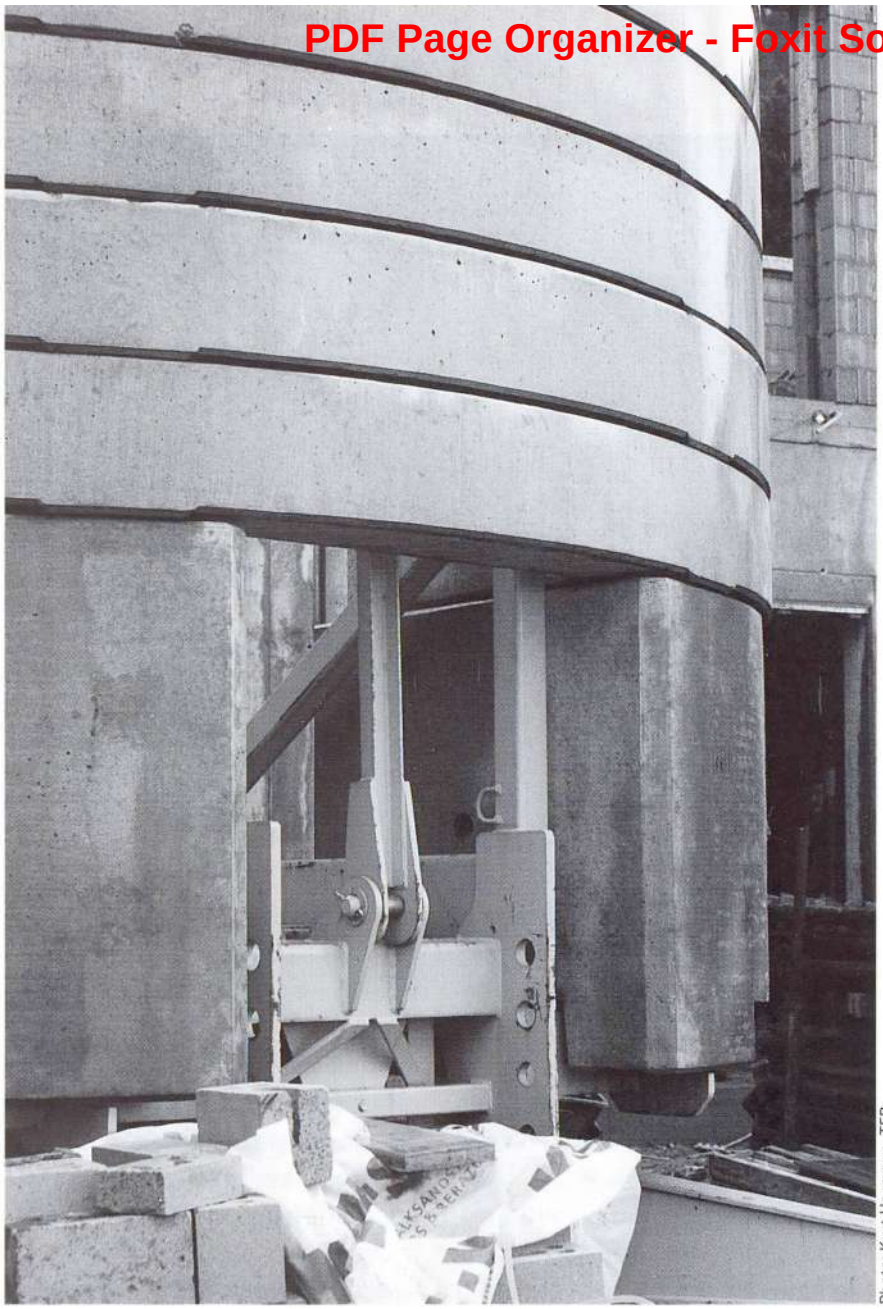


Photo: Kurt Hermann, TFB

Les deux blocs de lest inférieurs de la grue reproduite partiellement sur cette photo sont en béton lourd. De l'hématite 4–24 mm a servi de granulats lourds.

éliminée au moyen d'air comprimé, car la surface du béton ne doit être que faiblement humide lors de la reprise du bétonnage.
Le coffrage doit être prévu en tenant compte de la masse volumique plus grande du béton frais. Avec du mortier lourd, les trous laissés dans le béton par les ligatures ne se comblent que difficilement. C'est pourquoi il faut préférer des ligatures ou écarteurs qui restent dans le béton [1].

Traitement de cure

Le traitement de cure du béton ne doit jamais être négligé, et il faut le soigner particulièrement pour le béton de radioprotection qui ne doit pas présenter de fissures. Les procédés possibles, utilisables isolément ou combinés, comprennent:

- le maintien humide,
- les délais plus longs pour le décoffrage,
- l'application de curing compounds,
- le recouvrement avec des feuilles plastiques ou autres.

Si la cure consiste à maintenir humide le béton de radioprotection, ce qui est très efficace, le traitement doit durer au moins 14 jours [1].

Le béton lourd comme protection contre les radiations

Le rayonnement radioactif (voir encadré) modifie la structure et les propriétés des matériaux. Cela s'applique également au béton, dont la résistance au rayonnement est déterminée pour l'essentiel par celle des granulats [3].
Plus la densité d'un béton est élevée, plus l'effet protecteur contre le rayonnement gamma est grand. Dans le béton lourd, l'effet d'écran au rayonnement radioactif entraîne une élévation de la température, qui peut se traduire par une réduction du module

Bibliographie

[1] «Merkblatt für das Entwerfen, Herstellen und Prüfen von Betonen des bautechnischen Strahlenschutzes», editée par le Deutsche Beton-Verein E.V. (version 1978).
[2] *Wandschneider, R.*, et *Pick, R.*, «Betone, Mauerwerk, Estrich und Putz im bautechnischen Strahlenschutz», Beton-Informationen **1982** [5], 47–50.
[3] *Weigler, H.*, et *Karl, S.*, «Beton: Arten – Herstellung – Eigenschaften», Ernst & Sohn, Berlin (1989), pages 64–65, 162 und 420–421.
[4] *Turley, M.*, «Schutzräume aus Stahlbeton», Beton **37** [12], 491–494 (1987).
[5] *Hilsdorf, H. K., Kropp, J.*, et *Koch, H.-J.*, «Der Einfluss radioaktiver Strahlung auf die mechanischen Eigenschaften von Beton», Deutscher Ausschuss für Stahlbeton **261**, 1–41 (1976).
[6] *Wesche, K.*, «Baustoffe für tragende Bauteile», Bd. 2, 3. Aufl., Bauverlag GmbH (1993), pages 104, 330.
[7] *Erbe, M.*, et *Schulte, F.*, «Schutz durch Schwerbeton», Beton **40** [10], 434 (1990).
[8] *Herr, R.*, «Schwerbeton für Klinikum», Beton **45** [3], 197 (1995).
[9] *Meyer, B.*, «Béton lourd», Bulletin du ciment **57** [23], 1–12 (1989).
[10] «Mit Schwerbeton ummantelte Stahlrohre für Nordsee-Gasleitung», Beton- und Stahlbetonbau **87** [1], 18 (1992).

PDF Page Organizer - Foxit Software

d'élasticité ainsi que de la résistance à la compression et, encore plus accentuée, à la traction. Il influe beaucoup moins sur la dilatation thermique et la conductivité thermique [4–6].
Pour les abris de protection civile, le béton est généralement le meilleur matériau. En raison de son prix élevé, le béton lourd n'est utilisé qu'exceptionnellement dans ce domaine, ce qui n'est pas le cas pour les réacteurs atomiques.

Le béton lourd dans le domaine médical

Dans le domaine médical, les bétons lourds servent de radioprotection. En Allemagne, on utilise en moyenne 300 m^3 de béton de radioprotection pour la construction de chaque hôpital [3]. Un exemple: dans les cliniques municipales de Duisburg, l'accélérateur linéaire pour la radiothérapie travaille avec la photonthérapie et l'électronthérapie. Il est logé dans un corps cylindrique, dont les parois ont de 97 à 173 cm d'épaisseur. On a utilisé du béton lourd uniquement aux endroits qui peuvent être touchés par le rayonnement.
La composition du béton lourd, lequel selon les données du maître de l'ouvrage devait avoir une masse volumique d'au moins 3200 kg/m^3, était la suivante:

granulats (baryte, ρ_0 = 4,15 kg/dm^3) 46 % sable de baryte 54 % baryte	2801 kg/m^3 0–4 mm 4–16 mm
ciment de haut fourneau (réagit lentement!)	370 kg/m^3
eau de gâchage	190 l/m^3
rapport eau/ciment	0,51
BV (par rapport au ciment)	0,3 %

Le béton lourd obtenu avait une masse volumique de 3360 kg/m^3 [7].
La formule utilisée pour la partie en béton lourd du local de radiologie de la clinique de Wuppertal était très proche. Les murs et dalles en béton ordinaire et béton lourd ont été bétonnés frais sur frais, à un rythme régulier [8].
Le bloc de radioprotection de l'hôpital cantonal de Lucerne a déjà été décrit dans un précédent «Bulletin du ciment» [9]. Nous ne mentionnerons donc ci-après que la formule du béton lourd, dont la masse volumique était de 3327 kg/m^3:

baryte 0–16 mm (2,4 % d'humidité propre)	2640 kg/m^3
gravier 4–8 mm	126 kg/m^3
gravier 8–16 mm	126 kg/m^3
liants ciment cendres volantes	275 kg/m^3 50 kg/m^3
eau ajoutée	107 kg/m^3
HBV (par rapport au liant)	3 %
facteur eau/ciment	0,51
compactage	1,26
résistance à la compression à 28 jours	43 N/mm^2

Une utilisation spéciale

Pour le gazoduc allant du gisement de gaz de Sleipner en mer du Nord à Zeebrugge en Belgique, on a utilisé des tuyaux en acier de 12,2 m de longueur et 100 cm de diamètre. Ces tuyaux ont été enrobés de deux couches de bitume (6 à 8 mm d'épaisseur) renforcées de fibres de verre, sur lesquelles on a appliqué du tissu de fibres de verre et une couche de chaux. On a ensuite projeté là-dessus, sous pression élevée, une couche de béton lourd de 100 mm d'épaisseur. Une double couche de tissu de fils d'acier galvanisé a servi d'armature. Un mètre cube de béton contenait 1850 kg de minerai de fer (diamètre de grain maximum 8 mm), 500 kg de sable et 500 kg de ciment de haut fourneau. Après un développement de la résistance accéléré par un traitement à la vapeur, on a obtenu un béton d'une masse volumique de 3040 kg/m^3 et d'une résistance à la compression de 40 N/mm^2.
L'enrobage en béton lourd a été effectué pour deux raisons: d'une part il agit contre la poussée verticale, et d'autre part il protège contre les dégâts dus aux chaluts et aux chaînes d'ancre [10].

Kurt Hermann, TFB