



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب -البلدية-1-

UNIVERSITE « SAAD DAHLEB » BLIDA-1-

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التدرج

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

OPTION :

- STRUCTURES
- STRUCTURE MIXTE ET METALLIQUE

THÈME

*Conception et étude d'un bâtiment (R+8+1SS)
contreventé par des voiles et portiques en
béton armée avec toiture en charpente
métallique destinée à recevoir des panneaux
photovoltaïques pour l'alimentation électrique
du bâtiment*

Réalisé par :

- ❖ GUERDOUF OMAR
- ❖ BELDJILALI SOUFYANE

Encadré par :

- ❖ Promotrice : M^{me} N.KERBOUA

PROMOTION : 2020

ملخص

بعد زلزال بومرداس في 21 مايو 2003 ، وجدنا أن معظم المباني المتضررة لم تكن مقاومة للزلازل. لذلك ، من الضروري احترام المعايير والقواعد الزلزالية التي تقوي الهيكل بشكل مناسب.

البناء المقاوم للزلازل هو الحل. هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 99 المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99/2003 ، من أجل ضمان سلامة المباني و الروح البشرية.

هذا المشروع عبارة عن دراسة فنية لإنشاء مبنى يتألف من طابق ارضي و 8 طوابق + طابق تحت ارضي بسقف معدني لاستقبال الألواح الشمسية. يقع في ولاية تيبازة ، مصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفقاً لـ RPA99 الإصدار 2003.

أولاً ، اخترنا خصائص مواد البناء ، فضلاً عن الأبعاد المسبقة للعناصر وتخفيض الأحمال درسنا الجزء الخرساني وكذلك جزء الإطار المعدني لبناء السقف.

ثانياً ، قمنا بحساب العناصر الثانوية (الدرج ، الروافد ، الشرفة ، عارضة الهبوط).

تم البدء في الدراسة الديناميكية للهيكل من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة أحمال التشغيل والأحمال الزلزالية). في الواقع ، يمكن إجراء تعديلات محتملة على نظام التدعيم خلال هذه الخطوة.

إن استقرار البنية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات الأعمدة و الجدران الخرسانية المسلحة.

ثم حددنا النموذج النهائي للهيكل ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج الحساب ETABS 2016. بفضل هذا البرنامج ، يمكن عمل نمذجة الهيكل بدرجة عالية من الدقة.

تم العثور على النموذج النهائي بعد عدة وضعيات للجدران الخرسانية المسلحة من خلال تغيير العدد والموقع. يعتبر موقع الجدران الخرسانية المسلحة عاملاً أكثر أهمية من الكمية التي سيتم وضعها في الهيكل ، وله تأثير كبير في المقاومة الزلزالية.

تم تبرير معامل السلوك بعد زيادة مساحة الأعمدة.

تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل مع مراعاة توصيات BAEL91 99 المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99/2003 . تم تنفيذه بواسطة برنامج SOCOTEC ، بينما تم دراسة الجدران الخرسانية المسلحة بالطريقة المبسطة القائمة على الضغط.

أخيرًا ، حددنا نوع أساس الهيكل. من أجل السلامة والاقتصاد ، مع احترام خصائص الهيكل والحمولة المتضمنة في الهيكل وقدرة تحمل الأرض والرسو. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

أخيرًا ، من أجل إثراء دراستنا وبما أن الطاقة الشمسية مهمة جدًا ويمكن أن تساهم في توفير الكهرباء ، تم إدراج بحث صغير يتعلق بالألواح الشمسية.

دراسة هذا المشروع تعد تجربتنا الأولى قبل الحياة المهنية. لقد مكنا من تحسين معرفتنا بمشاكل التصميم ودراسة العناصر الخرسانية المسلحة والإطارات المعدنية بالإضافة إلى توسيع معرفتنا في المجال العملي.

أفضل طريقة للتفكير في الإنشاءات المقاومة للزلازل هي صياغة معايير اقتصادية و تقنية متناسقة.

الكلمات المفتاحية: البناء، ETABS، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99/2003 ؛ BAEL 91
منقح 99.

Summary

After the earthquake of Boumerdes in May 21, 2003, we found that most of the damaged buildings were not made with earthquake-resistant design. Therefore, it is necessary to respect the standards and the seismic recommendations which make it rigid.

The parasismic construction is the solution. This, taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003, in order to ensure acceptable protection of human lives and buildings.

This project is a technical study of a building R + 8 stages + one underground with metal frame roof to receive solar panel which will be located in the Wilaya of Tipaza, classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian parasismic (RPA 99 version 2003).

First, we chose the characteristics of materials of construction, as well as the pre-dimensioning of the elements and the descent of the loads. We studied the concrete part as well as the metal frame part for the construction of the roof.

Second, we calculated the secondary elements (staircase, joists, balcony beam).

The dynamic study of the structure: was started to determine the different loading loads (permanent, operating and seismic loads). Indeed, potential modifications can be made to the bracing system during this step. The building stability is assured with free-standing braced and wall concrete. The final model analysis of this project had been established by the software (**ETABS. Version.2016**) with a great degree of precision.

The final model was found after several dispositions of the walls all by playing on their numbers and location. The location of the walls is a much more important factor than their quantity to be placed in the structure, it has a determining impact on the behavior of the latter vis-à-vis the earthquake.

The behavior factor was justified after increasing the section of the columns.

The reinforcement of the various resistant elements of the structure is taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003. It was given by the software SOCOTEC, while the shell element was done by the simplified method based on constraints.

After, we have defined the type of foundation in the structure. In order to satisfy safety and economy, while respecting the characteristics of the structure, the load involved in the structure, the bearing capacity of the ground and the anchoring.

We started the choice of foundation with the insulated footings, stringing then rafting, each step will be verified. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Finally, in order to enrich our study and knowing that solar energy is very important and can contribute to the provision of electricity, a small research concerning solar panels was discussed.

The study of this project is our first experience before working life. It has enabled us to improve our knowledge of the problems of the design and study of reinforced concrete and metal frame elements as well as to broaden our knowledge in the practical field.

The best way to think about earthquake resistant constructions is to formulate criteria that are both economical and technically consistent.

Keywords: Building, ETABS; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

RESUME

Après le tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003, nous avons constaté que la plupart des bâtiments endommagés n'étaient pas de conception parasismique. Donc, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La construction parasismique est la solution. Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Ce projet est une étude technique pour construire un bâtiment R+ 8 étages + un sous-sol avec une toiture en charpente métallique pour recevoir des panneaux solaires. Il est situé dans la wilaya de Tipasa, classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

En premier lieu nous avons choisi les caractéristiques des matériaux de la construction, ainsi que le pré dimensionnement des éléments et la descente des charges. Nous avons étudié la partie en béton ainsi que la partie en charpente métallique pour la construction de la toiture.

En second lieu, nous avons calculé les éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon et poutre brisée).

L'étude dynamique de la structure a été entamée afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Le bâtiment est contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Nous avons déterminé par la suite le model finale de la structure en 3D avec le logiciel de calcul ETABS 2016. Grâce à ce logiciel la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

Le model finale a été trouvé après plusieurs disposition des voiles tous en jouant sur leurs nombres et emplacement. L'emplacement des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, il a un impact déterminant sur le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le coefficient de comportement a été justifié après augmentation de la section des poteaux.

Le ferrailage des différents éléments résistants de la structure en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003. IL a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

En dernier lieu nous avons défini le type de fondation de la structure. Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol et l'ancrage.

Nous avons commencé le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier, chaque étape fera l'objet de vérification. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Finalement, dans le but d'enrichir notre étude et sachant que l'énergie solaire est très importante et peut contribuer à la fourniture d'électricité, une petite recherche concernant les panneaux solaires a été abordée.

L'étude de ce projet est notre première expérience avant la vie active. Elle nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des éléments en béton armé et en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

Mots clés : Bâtiment, ETABS ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui ma ouvert la porte de savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédier ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui autant sacrifier pour me voire atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mon frère : moussa.

A toutes mes sœurs et maris.

A mes tantes, oncles, cousines et cousins et A toute ma famille et nos proches.

A la famille ben Youcef en particulier fayssal, Abdelkrim et Bouzid.

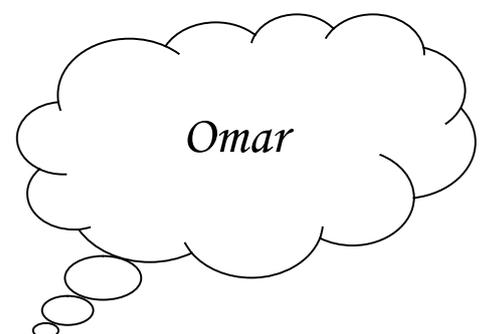
Je suis reconnaissant à mon binôme du projet de fin d'étude Beldjilali soufyane pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à toute la famille Beldjilali et leurs proches.

Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement mon promotrice Mme N. KERBOUA.

A mes amis : Walid Zouhir M, Fahim A, Mourad B, Abdelghani L, Yacine R, Yacine B, Mohamed B, Mohamed H, Imad B, Abdenour A.

A toute la promotion 2020 sans exception.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très chers frère Mahfoud et sa femme Sabrina.

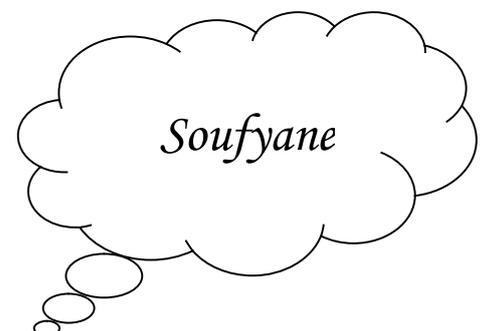
A ma sœur Fatiha et son mari Ali.

A toute la famille " BELDJILALI".

A mes meilleurs amis en particuliers : Mourad, Omar, Abdelghani, Fahim, Abderrahmane et L'Hadi et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sûr : " Mme Karboua.N" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de Génie Civil 2020.



Remerciement

Nous remercions le bon dieu tout puissant de nous avoir donnée le courage et la volonté d'élaboré ce travail

Nous tenons à remercier en premier lieu notre promotrice M^{me}N.KERBOUA, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil en particulier Mr « AICHOUCHE HAROUN », Mr « RAHMANI KHALED », Mme « BADIS W » qui ont contribués à notre formation de Master 2 en Génie Civil.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères à Mr « KHERRAZ ABDELKADER », Mr « AMRINE IBRAHIM » qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire

Nous remercions tout nos amis qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près 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.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. II.1 : Définition des catégories de terrain.....	10
Tableau. II.2 : Coefficient de rugosité.....	10
Tableau. II.3 : Intensité de turbulence	11
Tableau. II.4 : Coefficients d'exposition	11
Tableau. II.5 : Pression dynamique de pointe q_p	11
Tableau.II.6 : Calcul des surfaces et de C_{pe} pour long-pan.....	12
Tableau.II.7 : Calcul des surfaces et de C_{pe} pour toiture.....	12
Tableau.II.8 : Valeurs de C_{pe} pour $\Theta=0^\circ$	13
Tableau.II.9 : Calcul des surfaces et de C_{pe} pour pignon.....	13
Tableau.II.10 : Calcul des surfaces et de C_{pe} pour pignon.....	14
Tableau.II.11 : Valeurs de C_{pe} pour $\Theta=90^\circ$	14
Tableau.II.12 : Calcul de pression aérodynamique (long-pan).....	15
Tableau.II.13 : Calcul de pression aérodynamique (Toiture ($\theta = 0^\circ$)).....	15
Tableau.II.14 : Calcul de pression aérodynamique (Toiture ($\theta = 0^\circ$)).....	15
Tableau.II.15 : Calcul de pression aérodynamique (pignon).....	15
Tableau.II.16 : Calcul de pression aérodynamique (Toiture $\theta = 90^\circ$).....	15
Tableau.II.17 : Valeurs maximums des charges.....	17
Tableau.II.18 : Caractéristiques de IPE 160.....	19
Tableau.II.19 : Les caractéristiques de profile IPE 330.....	28
Tableau.II.20 : Moment fléchissant max.....	28
Tableau.II.21 : Effort tranchant max.....	29
Tableau.II.22 : Moment fléchissant max.....	31
Tableau. II.23 : Dégression des surcharges.....	45
Tableau. II.24 : Choix des sections des poteaux centraux.....	45
Tableau. II.25 : Choix des sections des poteaux de rives.....	46
Tableau. II.26 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	47
Tableau. II.27 : Coffrages des poteaux par étage.....	48
Tableau III.1 : Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.....	51
Tableau. III.2. : Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU.....	51
Tableau.III.3 : Evaluation des moments de plancher terrasse ELS.....	51
Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	52
Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	25
Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	54
Tableau.III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	55
Tableau.III.8 : Ferrailage de la dalle pleine	58
Tableau.III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau.III.10 : Ferrailage du balcon	61
Tableau.III.11 : Vérification des contraintes	62
Tableau.III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).....	63
Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	64
Tableau.III.14 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	64
Tableau.III.15 : Vérification des contraintes de la dalle.....	65
Tableau.III.16 : Combinaison des charges	68
Tableau.III.17 : Sollicitations de calcul pour la 1ere et 3eme Volée	68
Tableau.III.18 : Calcul du ferrailage	69
Tableau.III.19 : Vérification des contraintes.....	70
Tableau. III.20 : Récapitulatif de Calcul.....	71
Tableau. III.21 : Récapitulatif de la vérification des flèches.....	71
Tableau. III.22 : Sollicitations de calcul pour la 2 ^{eme} Volée.....	72
Tableau. III.23 : Calcul du ferrailage.....	72
Tableau. III.24 : Vérification des contraintes.....	73

Tableau. III.25 : Récapitulatif de Calcul.....	74
Tableau. III.26 : Récapitulatif de la vérification des flèches.....	74
Tableau. III.27 : Calcul de ferrailage.....	76
Tableau. III.28 : Vérification des contraintes.....	76
Tableau. IV.1 : Section des poteaux.....	81
Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	82
Tableau. IV.3 : Paramètres sismiques	83
Tableau. IV.4 : Vérification des déplacements inter étages (modèle initial).....	85
Tableau. IV.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	86
Tableau. IV.6 : Vérification des déplacements inter étages	87
Tableau. IV.7 : Vérifications des Sollicitations normales.....	88
Tableau. IV.8 : Sections des poteaux	88
Tableau. IV.9 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	89
Tableau. IV.10 : Vérification des déplacements inter étages	90
Tableau. IV.11 : Vérifications des Sollicitations normales.....	90
Tableau. IV.12 : Calcul de θ_x et θ_y	91
Tableau. IV.13 : Sections des poteaux.....	92
Tableau. IV.14 : Période et facteurs de participation massique du modèle 3.....	93
Tableau. IV.15 : Vérification des déplacements inter étages.....	94
Tableau. IV.16 : Vérifications des Sollicitations normales.....	94
Tableau. IV.17 : Calcul de θ_x et θ_y	95
Tableau. IV.18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	95
Tableau. IV.19 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	96
Tableau.V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} ; M^{corr}).....	98
Tableau.V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} ; N^{corr}).....	98
Tableau.V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} ; M^{corr}).....	99
Tableau.V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr}).....	99
Tableau.V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} ; M^{corr}).....	100
Tableau.V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} ; M^{max}).....	100
Tableau.V.7 : Choix des armatures des poteaux.....	101
Tableau.V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	102
Tableau.V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	102
Tableau.V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	103
Tableau.V.11 : Espacements maximales selon RPA99.....	105
Tableau.V.12 : Le choix des armatures transversales pour les poteaux.....	105
Tableau.V.13 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol.....	107
Tableau.V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	109
Tableau.V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	109
Tableau.V.16 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	110
Tableau.V.17 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	110
Tableau.V.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses	111
Tableau.V.19 : Choix des armatures pour les poutres secondaires	111
Tableau.V.20 : Vérification de la condition de non fragilité	111
Tableau.V.21 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	112
Tableau.V.22 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS	112
Tableau.V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement	113
Tableau.V.24 : Calcul des armatures transversales	113
Tableau.V.25 : Valeurs de (l_f/l).....	119
Tableau. V.26 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	120
Tableau.V.27 : Aciers verticaux et horizontaux.....	121
Tableau.V.28 : Aciers transversaux	121
Tableau. V.29 : Aciers supplémentaires	123
Tableau. V.30 : Calcul de σ_{ba} pour l'exemple (V1) ; (V2).....	124
Tableau. V.31 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1) ; (V2).....	125
Tableau.V.32 : Calcul des armatures du voile (V1) ; (V2).....	126

Tableau.V.33 : Calcul des aciers horizontaux des voiles	126
Tableau.V.34 : Calcul des armatures du voile (V_3) ; (V_4).....	127
Tableau.V.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	127
Tableau.V.36 : Calcul des armatures du voile (V_5) ; (V_6) ; (V_7) ; (V_8).....	128
Tableau.V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	128
Tableau.VI.1 : Sections des semelles filantes.....	131
Tableau.VI.2 : Choix la hauteur de nervure.....	133
Tableau.VI.3 : Résultats de calcul de la stabilité du radier... ..	134
Tableau.VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU	135
Tableau.VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS	135
Tableau.VI.6 : Calcul des moments à l'ELU.....	137
Tableau.VI.7 : Calcul des moments à l'ELS.....	137
Tableau.VI.8 : Ferrailage des panneaux du radier	137
Tableau.VI.9 : Vérification des contraintes.....	138
Tableau.VI.10 : Ferrailage des nervures	138
Tableau.VI.11 : Ferrailage des nervures	138
Tableau.VI.12 : Vérification des contraintes	139
Tableau.VI.13 : Redimensionnement des armatures.....	139
Tableau.VI.14 : Vérification des contraintes	139
Tableau.VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique	142
Tableau.VI.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS	144
Tableau.VII.1 : Caractéristiques techniques de panneau solaire hybride SPRING.....	146
Tableau.VII.2 : Estimation d'énergie pour une seule appartement.....	148

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1 : diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	04
Figure.I.2 : diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	05
Figure.I.3 : diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	06
Figure. II.1 : Vue générale de toiture.....	09
Figure. II.2 : Légende pour les parois verticales.....	12
Figure. II.3 : Légende pour les toitures à un versants	12
Figure. II.4 : Légende pour les parois verticales.....	13
Figure. II.5 : Légende pour les toitures à deux versants	14
Figure. II.6 : Schéma de la disposition des charges des ouvriers.....	17
Figure. II.7 : Surcharge du vent (V-).....	17
Figure. II.8 : Surcharge de la neige (Sn).....	17
Figure. II.9 : Surcharge suivant les deux plans	18
Figure. II.10 : Schéma de la flèche	21
Figure. II.11 : Schéma statique du calcul des liernes.....	22
Figure. II.12 : Disposition des liernes	22
Figure. II.13 : Schéma statique de chargement de travers.....	26
Figure.II.14 : Disposition des liernes.....	31
Figure.II.15 : Plancher en corps creux	34
Figure.II.16 : Section réduite du poteau	40
Figure.II.17 : Coupe de voile en élévation	48
Figure. III.1 : Effort tranchant sur appuis	51
Figure. III.2 : Moment fléchissant sur appuis	51
Figure. III.3 : Ferrailage des poutrelles sur les différents étages.....	56
Figure. III.4 : Ferrailage de la dalle de compression	57
Figure. III.5 : Schéma de la dalle pleine	57
Figure. III.6 : Ferrailage du plancher commerce.....	60
Figure. III.7 : Ferrailage de balcon	62
Figure. III.8 : Coupe verticale de l'ascenseur.....	62
Figure. III.9 : Constituants d'un escalier	66
Figure. III.10 : Schéma d'escalier de trois volées.....	66
Figure. III.11 : Schéma statique de la 1 ^{er} et 3 ^{ème} volée.....	68
Figure.III.12 : Schéma de ferrailage des escaliers : volées 1 et 3.....	71
Figure.III.13 : Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	71
Figure.III.14 : Schéma de ferrailage des escaliers : volée 2.....	74
Figure.III.15 . Schéma de ferrailage poutre brisée	77
Figure. IV.1 : Modèle Initial.....	81
Figure. IV.2 : Modèle 1.....	86
Figure. IV.3 : Modèle 2.....	89
Figure. IV.4 : Modèle 3.....	93
Figure.V.1 : Ferrailage des poteaux.....	107
Figure.V.2 : Arrêts des barres.....	114

Figure.V.3 : Ferrailage des poutres porteuses	115
Figure. V.4 : Ferrailage des poutres secondaires	116
Figure.V.5 : Disposition des voiles dans la structure	117
Figure.V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	118
Figure.V.7 : Mur encastree	118
Figure.V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque	122
Figure.V.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles	123
Figure.V.10 : Schémas de ferrailage des voiles niveau RDC coupes horizontales	129
Figure.VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	131
Figure .VI.2 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	138
Figure .VI.3 : Ferrailage des nervures.....	141
Figure .VI.4 : Ferrailage du Voile Périphérique sens z-z	144
Figure .VI.5 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y	144
Figure VII.1 : panneaux solaires hybrides fixe	146
Figure VII.2 : Composants de l'armoire électrique	150
Figure VII.3 : Régulateurs de charge 12V /20A	150
Figure VII.4 : Onduleur autonome 12V - 1200W.....	151
Figure VII.5 : Batterie solaire 12V-80 Ah	151
Figure VII.6 : Fusible (20A)	151
Figure VII.7 : Câblage de l'armoire du générateur photovoltaïque	152

LISTE DES SYMBOLES

- A : Section brute d'une pièce
- Anet : Section nette d'une pièce
- Aréf : Surface élémentaire
- Aw : Section de l'âme
- AV : Aire de cisaillement
- bf : La largeur de la solive
- be : La largeur associée aux solives
- Ct : Coefficient de topographie
- Cr : Coefficient de rugosité
- Cp,net : Coefficient de pression nette
- Ce : Coefficient d'exposition
- Cd : Coefficient dynamique
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
- G : Charge permanente
- G : Module de Young
- I : Moment d'inertie
- IV(Z) : Intensité de la turbulence
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau
- K0 : Coefficient de flambement
- Kt : Facteur de terrain
- MSd : Moment sollicitant en générale
- M : Moment fléchissant
- MRd : Moment résistant
- MPI : Moment plastique
- Mcr : Moment critique
- Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement
- NPI,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
- Nb,Rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
- NSd : Effort normal sollicitant
- Nt,Sd : Effort normal de traction
- Npl : Effort normal plastique
- Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale
- n : le coefficient d'équivalence acier/ béton
- Q : Charge d'exploitation
- qp(Ze) : Pression dynamique de pointe
- S : Surface
- S : Charge de la neige
- Sk : Charge de la neige sur le sol
- VSd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
- Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
- Vréf : Vitesse de référence du vent
- W : Pression aérodynamique
- W(Zj) : Pression dynamique
- We : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze
- Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze
- Wpl : Module de résistance plastique
- Wel : Module de résistance élastique
- d : Diamètre d'une section circulaire
- f : Flèche
- fy : Limite d'élasticité
- fu : Résistance à la traction

- f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime
- H : Hauteur d'une pièce
- L : Longueur d'une pièce
- L_f : Longueur de flambement
- r : Rayon d'une section circulaire
- t : Épaisseur d'une pièce
- t_f : Épaisseur de la semelle
- t_w : Épaisseur de l'âme
- Z : Hauteur au-dessus du sol
- Z_0 : Paramètre de rugosité
- $Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente
- Z_{min} : Hauteur minimale

- χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
- β_w : Facteur de corrélation
- β_M : Facteur de moment uniforme équivalent
- γ_M : Coefficient partiel de sécurité
- γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)
- γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)
- γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous
- γ_b : Coefficient de sécurité
- λ : Élanement

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- $A_{\text{max}}, A_{\text{min}}$: Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- C_{te} : Valeur constante
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.

- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- E_s : Module d'élasticité
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.

- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ϵ_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ϵ_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ϵ_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.2.1 Caractéristiques Géométriques.....	02
I.2.2 Ossature de l'ouvrage.....	02
I.2.3 classification du bâtiment.....	02
I.2.4 Planchers.....	02
I.2.5 Escaliers.....	02
I.2.6 Maçonnerie.....	03
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	03
I.3.1 Le Béton	03
I.3.2 L'acier	05
I.4. Hypothèses de calcul	07
I.5. toiture	07
I.5.1. Généralité	07
I.5.2. Les données concernant le site.....	07
I.5.3. Données géométriques de toiture	07
I.5.4. Les règlements utilisés	07
I.5.5. Logiciels utilisés.....	07
I.5.6. Matériaux utilisés.....	07
I.5.7. Les assemblages.....	08
I.5.8. Conception structurelle	08

Chapitre II : Prédimensionnement

PARTIE I : CHARPENTE

II.1. Évaluation des actions climatiques du vent et de la neige	09
II.1.1. Introduction	09
II.1.2. L'effet de la neige	09
II.1.3. Action de vent.....	09
II.1.3.1. Détermination de la pression dynamique de pointe	09
II.1.3.2. Détermination de la hauteur de référence Z_e	10
II.1.3.3. Détermination du coefficient d'exposition	10
II.1.3.4. Détermination de la pression aérodynamique	15
II.2. Calcul des pannes	16
II.2.1. Introduction	16
II.2.2. Conception des pannes	16
II.2.2.1. Nombre des pannes.....	16
II.2.3. Prédimensionnement de la panne.....	19
II.2.3.1. Vérification de la section du profilé	19
II.2.3.2. Vérifications de la résistance	19
II.2.3.3. Vérification de la flèche	21
II.2.3.4. Calcul des Liernes de pannes	21
II.2.3.5. Vérifications de la stabilité.....	23
II.2.6. Conclusion	24
II.3. Calcul des traverses	24
II.3.1. Introduction	24

II.3.2. Conception des traverses.....	24
II.3.3. Prédimensionnement de la traverse	26
II.3.4. Vérification de la section du profilé	27
II.3.4.1. Vérifications de la résistance	28
II.3.4.2 Vérification de la flèche	30
II.3.5. Calcul des Liernes de pannes	30
II.3.5.1. Introduction.....	30
II.3.5.2. Dimensionnement des liernes	30
II.3.6. Vérification de la stabilité	32
II.3.7. Conclusion	34
PARTIE II : BETON	
II.4. Introduction	34
II.5. Prédimensionnement des planchers	34
II.5.1. Plancher en corps creux.....	34
II.5.2. Plancher en dalle pleine	35
II.6. Évaluation des charges et surcharges	35
II.6.1. Plancher terrasse accessible.....	35
II.6.2. Plancher étages courants (1 ^{er} au 8 ^{eme} étage).....	36
II.6.3. Plancher RDC (usage commercial).....	36
II.6.4. Sous-sol	36
II.6.5. Dalle pleine (balcon).....	36
II.6.6. Maçonnerie.....	37
II.6.7. Toiture.....	37
II.7. Prédimensionnement	37
II.7.1. Les portiques.....	37
II.7.2 les poutres.....	37
II.7.3. Les poteaux.....	39
II.7.4. Les voiles.....	48

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	49
III.2 Plancher corps creux	49
III.2.1 Poutrelles.....	49
III.2.2 Ferrailages de la dalle de compression.....	57
III.3. Plancher en dalle pleine	57
III.3.1. Dalle pleine de R.D.C.....	57
III.3.2. Calcul des balcons.....	60
III.3.3. Etude de la dalle machine.....	62
III.3.3.1. Introduction	62
III.3.4. Calcul de la dalle pleine.....	62
III.4 Les escaliers	66
III.4.1. Introduction	66
III.4.2 Définition des éléments d'un escalier.....	66
III.4.3 Caractéristiques Géométriques	66
III.4.4. Ferrailages des volées.....	68
III.4.5. Sollicitations et ferrailage volée 1 et 3.....	68
III.4.6. Sollicitations et ferrailage volée 2.....	71

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	78
IV.2. Étude dynamique	78
IV.2.1. Introduction.....	78
IV.2.2. Modélisation mathématique.....	78

IV.2.3. Caractéristiques dynamiques.....	78
IV.3. Modélisation de la structure	79
IV.3.1. Modélisation de la rigidité.....	79
IV.3.2. Modélisation de la masse.....	79
IV.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	80
IV.3.4. Poids de la structure.....	80
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique	80
IV.4.1. Résultats du pré dimensionnement.....	80
IV.4.2. Les résultats.....	82
IV.5 Etude sismique	82
IV.5.1. Introduction.....	82
IV.5.2. Choix de la méthode de calcul.....	82
IV.5.3. Spectre de réponse.....	83
IV.5.4. Facteur de qualité Q.....	83
IV.5.5. Résultante des forces sismiques de calcul.....	84
IV.5.6. Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	85
IV.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment	86
IV.7. Justification vis à vis de l'effet p-δ	91
IV.8. Justification du choix du coefficient de comportement	92
IV.9. Justification vis à vis de l'effet p-δ	95
IV.10. Justification du choix du coefficient de comportement	95
IV.11. Conclusion	96

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction	97
V.2. Ferrailage des poteaux	97
V.2.1. Introduction	97
V.2.2. Combinaison d'action	97
V.2.3. Recommandation selon RPA 99 version 2003	97
V.2.4 Choix des armatures.....	101
V.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	101
V.2.6 Vérification de l'effort tranchant.....	102
V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	102
V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux	103
V.2.7. Longueur de recouvrement	105
V.2.8. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol	106
V.3. Ferrailage des poutres	108
V.3.1. Introduction	108
V.3.2. Recommandation du RPA 99 version 2003.....	108
V.3.3. Calcul du ferrailage	109
V.3.4. Choix des armatures	111
V.3.5. Condition de non fragilité	111
V.3.6. Vérification vis à vis de l'E.L.S	112
V.3.7. Vérification de l'effort tranchant	112
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales	114
V.3.9. Arrêt des barres	114
V.4. Ferrailage des voiles	117
V.4.1. Généralités (Introduction).....	117
V.4.2. Ferrailage des voiles	117
V.4.3. Modèles étudiés	124

Chapitre VI : Étude des fondations

VII.1. Introduction	130
VI.2. Choix du type de fondations	130
VI.3. Calcul des fondations	130
VI.4. Semelle filante	130
VI.5. Radier Nervuré	131
VII.5.1. Introduction.....	131
VII.5.2. Surface nécessaire.....	131
VII.5.3. Pré dimensionnement du radier.....	132
VII.5.4. Caractéristique géométrique du radier.....	134
VII.5.5. Vérification de la stabilité du radier.....	134
VII.5.6. Calcul des contraintes.....	134
VII.5.7. Ferrailage du radier.....	136
VI.6. Etude du voile périphérique	141
VII.6.1. Introduction	141
VII.6.2. Pré dimensionnement	141
VII.6.3. Évaluation des charges	142
VII.6.4. Effort dans la dalle	142
VII.6.5. Calcul du ferrailage	142

Chapitre VII : Panneaux solaires

VII.1. Introduction.....	145
VII.2. Types des panneaux solaires.....	145
VII.3. Différents types des cellules photovoltaïques.....	145
VII.4. Les caractéristiques des panneaux solaire hybrides.....	146
VII.5. Le fonctionnement des panneaux solaires hybrides.....	146
VII.6. Le capteur solaire hybride	146
VII.7. Principes de base pour l'orientation de panneaux solaire	147
VII.8. Estimation d'énergie pour le bâtiment	148
VII.9. Détermination de nombre des panneaux nécessaires.....	148
VII.10. Poser des panneaux solaires sur une toiture en bac d'acier.....	149
VII.11. Description du système.....	150
VII.12. Précautions de sécurité	152
VII.13. Câblage de l'armoire du générateur.....	152
VII.14. Conclusion.....	153

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

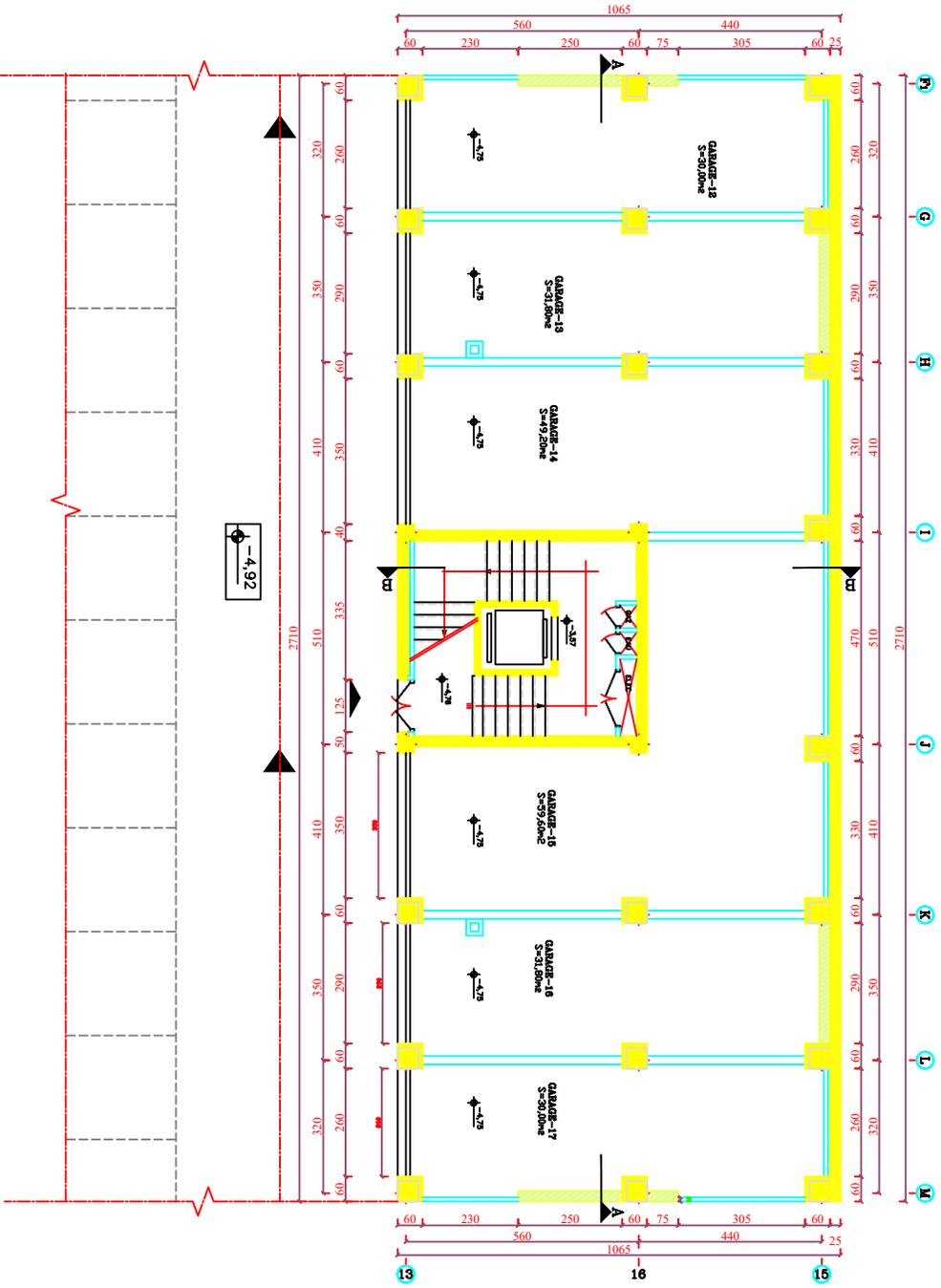
FACADE PRINCIPAL



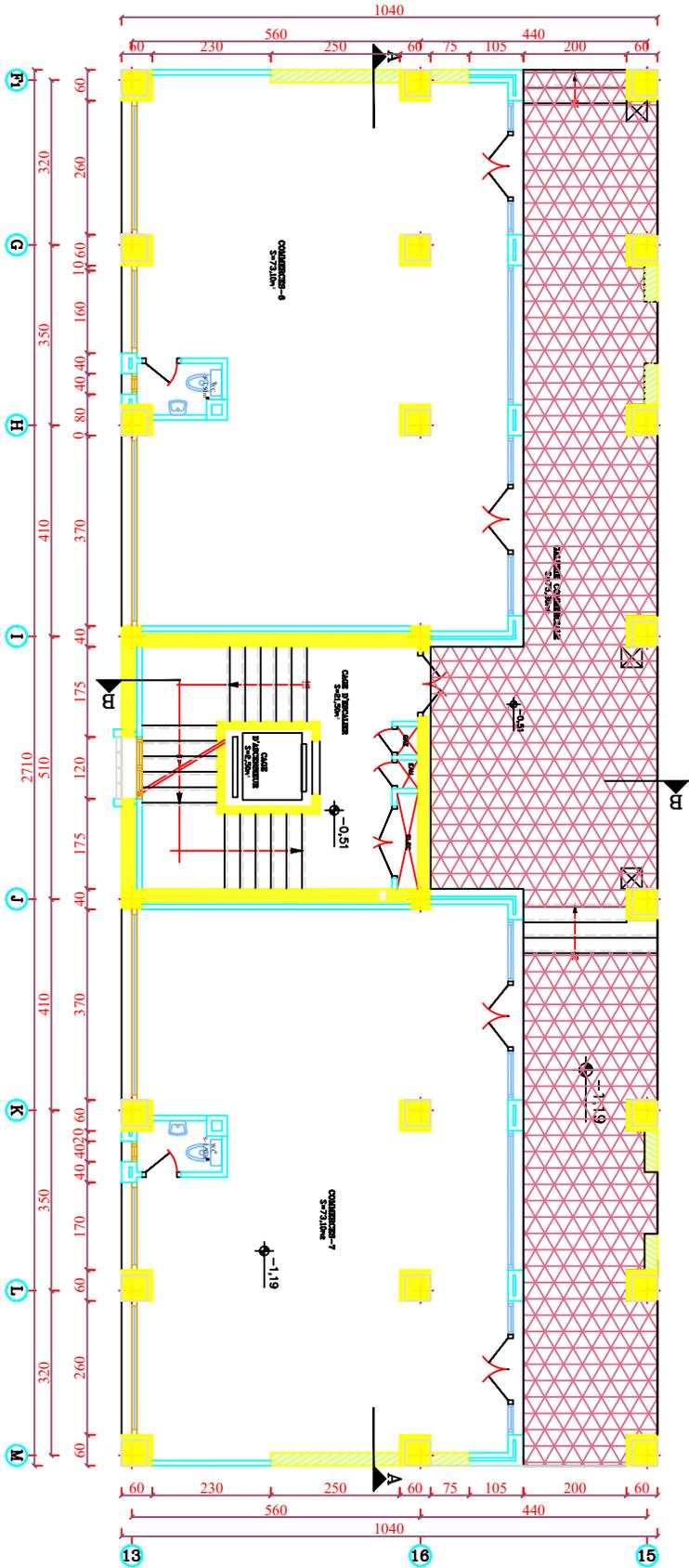
FACADE POSTERIEURE



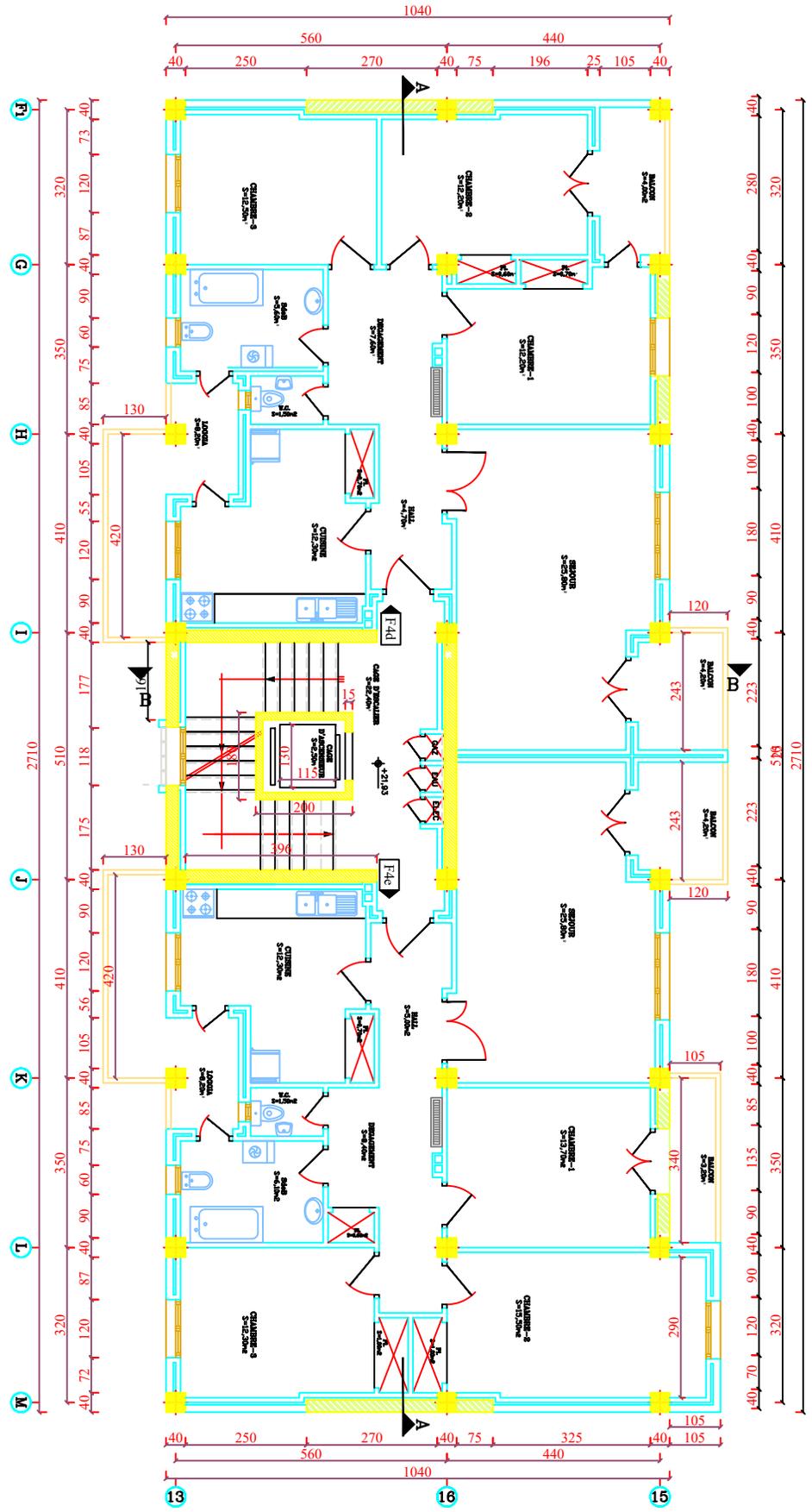
VUE EN PLAN GARAGES -4,76



VUE EN PLAN COMMERCES (-1,19;-0,51)



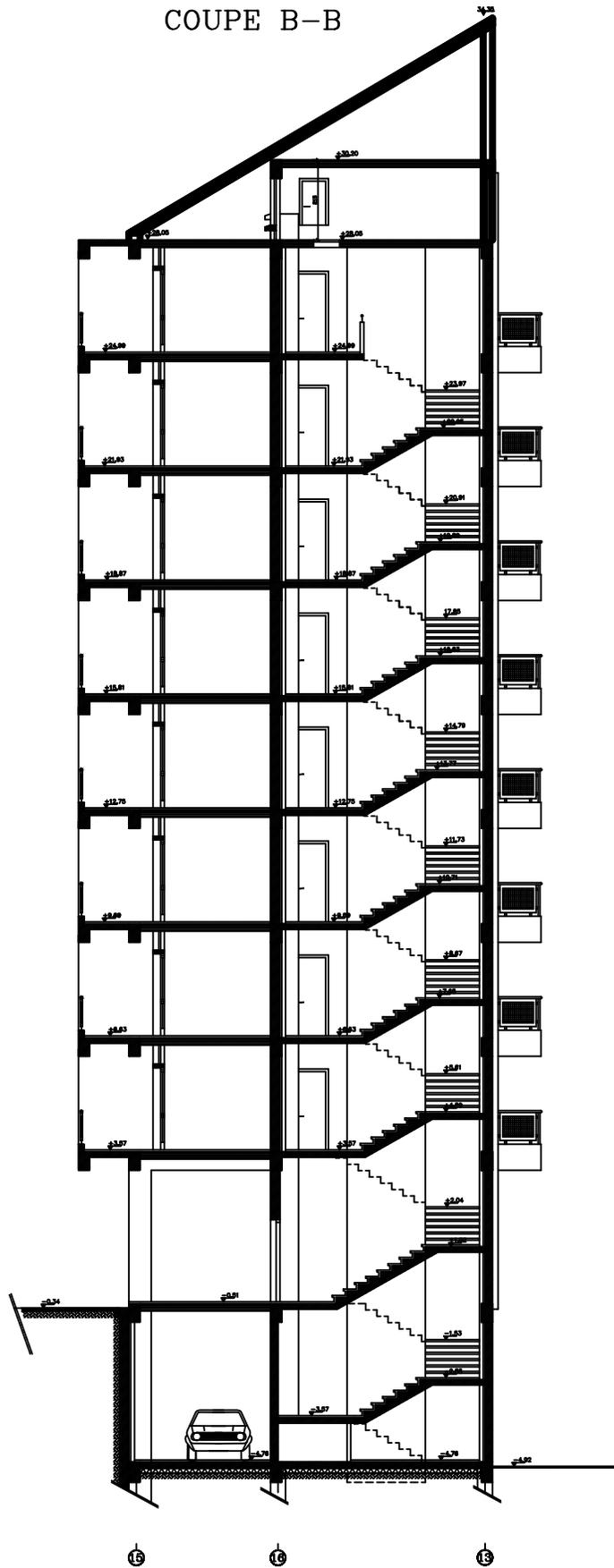
VUE EN PLAN ETAGE COURANT



COUPE A-A



COUPE B-B



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Après chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La construction parasismique est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment **R+8+1SS** avec une toiture en charpente métallique pour recevoir des panneaux solaires.

Le présent travail est organisé comme suit :

- Le premier chapitre fait l'objet d'une présentation complète du projet à étudier, la définition de ses éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (partie béton et partie charpente métallique pour la toiture).
- Dans le troisième chapitre nous calculerons les éléments secondaires.
- Tandis que le quatrième est destiné à l'étude dynamique du bâtiment. Elle sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ETABS2016**.
- Le ferrailage des éléments structuraux sera détaillé dans le cinquième chapitre.
- Le sixième portera sur le calcul des fondations.
- Le septième chapitre est une petite recherche concernant les panneaux solaires dans la production de l'électricité.
- En terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+8+1SS) à usage d'habitation avec le réze de chaussée à usage commercial plus une toiture en charpente métallique. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **TIPAZA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé et charpente métallique **CBA 93**, **BAEL 91**, règlement neige et vent **RNV 2013**, **CCM97**, et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

Le bâtiment se compose de :

- Un sous-sol à usage garage
- Un réze de chaussée à usage commercial
- Des étages courants à usage d'habitation
- Une terrasse accessible
- Toiture à usage panneaux solaires

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment (façade principale)28.35m
- Hauteur totale du bâtiment (façade postérieure)34.35m
- Hauteur du sous-sol.....4,25 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,08 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan27,10 m
- Largeur totale en plan10,40 m

I 2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des : voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de "contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques" (type 4a) [1].

I.2.3. Classification du bâtiment [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " **groupe 2** ", car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. [1].

I 2.4. Plancher

Le type du plancher est fonction de :

- La porte de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher

- Plancher en corps creux (pour le RDC et les étages courants)
- Plancher dalle pleine (pour les balcons)

I.2.5. Escalier

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous-sol au 8^{ème} étage. L'escalier est composé de trois volées et deux paliers.

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur ;

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91mod99**) [2] et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003** [1] et **CBA93**[3]).

I.3.1. Béton

a. Composition du béton

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment+eau),
- D'un mélange granulaire (sable+gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales,

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 325 (CPA 325), destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps

Remarque : « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton »

b. Résistance du béton

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 201,06 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : enMPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [6].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas : $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,87MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

c. Les contraintes limites de calcul [2]

L'état limite est défini :

- L'équilibre statique
- La résistance des matériaux
- La stabilité des formes

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte limite à l'ELU du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

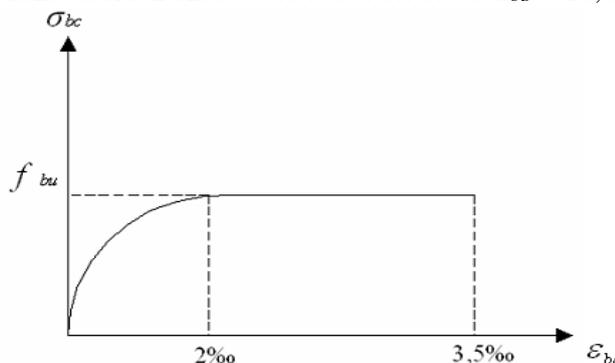


Figure. I.1. Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15MPa$

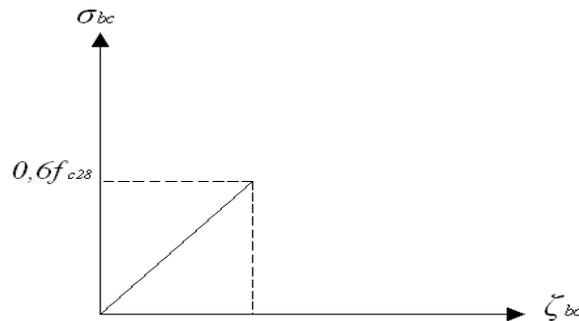


Figure.I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 ($f_e=235$ MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400$ MPa
- Treillis soudés (TS) : $f_e= 520$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

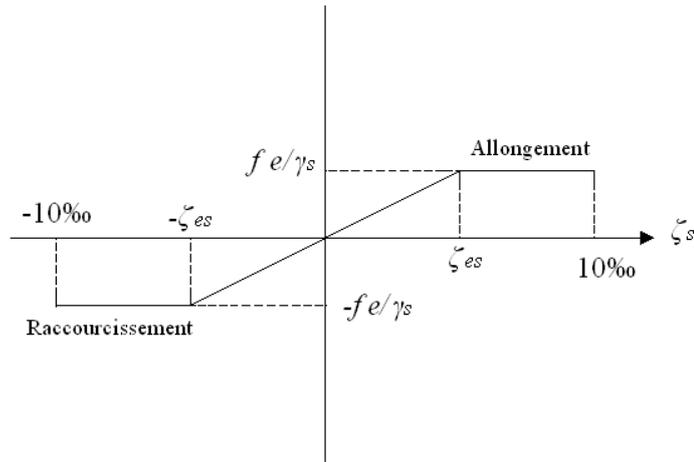


Figure.I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ξ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers Fe 400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,66\text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$ (MPa)

η = Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté "n" est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- | | | | |
|---------------------------|---|-------------------------------|------------------------------|
| • Acier rond lisse | { | $\sigma_s = 204,34\text{MPa}$ | situation durable |
| | | $\sigma_s = 235\text{MPa}$ | situation accidentale |
| • Acier à haute adhérence | { | $\sigma_s = 348\text{MPa}$ | situation durable |
| | | $\sigma_s = 400\text{MPa}$ | situation accidentale |

I.5. TOITURE

I.5.1. Généralité

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure, la fonction de notre toiture est de supporter les panneaux solaires.

La toiture de notre projet est de forme trapézoïdale avec un (1) versant dont un au vent, et est constituée de plusieurs éléments les traverses, les pannes, bacs d'acier ALTEO 35-1000

Et pour les parois verticales en utilisant un mur en maçonnerie.

I.5.2. Les données concernant le site [6]

Altitude : 220m

Zone de neige : Zone B

Zone de vent : Zone I

Zone sismique : III

I.5.3. Données géométriques de toiture

Longueur de toiture : 27.1m

Largeur de toiture : 10.4m

Hauteur de toiture : 6m

La pente de versant 30°

I.5.4. Les règlements utilisés

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont

- CCM 97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- RNV99-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

I.5.5. Logiciels utilisés

On a utilisé le logiciel **AutoCAD 2018** pour l'élaboration des différents plans et figures, et le logiciel **Sap 2000** pour déterminer les efforts max exercés sur les différents éléments de toiture.

I.5.6. Matériaux utilisés

L'acier de construction

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : FE 360.

- La limite élastique : $f_y = 275\text{MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360\text{MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850\text{Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000\text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000\text{MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

I.5.7. Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont

a) Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ($f_y=900\text{MPa}$, $f_u=1000\text{MPa}$) pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

b) Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.5.8. Conception structurelle

La conception de cette toiture a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT

PARTIE I : CHARPENTE**II.1. EVALUATION DES ACTIONS CLIMATIQUES DU VENT ET DE LA NEIGE****II.1.1. Introduction**

L'évaluation des charges climatiques sur les parois verticales et de la toiture s'effectue suite à l'application du RNV2013.

En vue de la zone d'implantation de notre projet qui est la wilaya de TIPAZA en zone industrielle, dans ce chapitre, nous étudions l'action du vent et de neige.

II.1.2. L'effet de la neige

La charge caractéristique de la neige « S » par unité de surface en projection horizontale de toiture ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \cdot S_K$

μ : Coefficient d'ajustement des charges

S_K : (KN/m²) : Charge de neige sur le sol

Données :

- Site : Zone industrielle Zone B
- L'angle : $0 \leq \alpha = 30^\circ \leq 30^\circ \implies \mu = 0,8$
- Altitude par rapport au niveau de la mer : $H = 220 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 220 + 10}{100}$$

On aura donc $S_k = 0.188$

Alors : $S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.188$

$$S = 0.1504 \text{ KN/m}^2$$

II.1.3. Action de vent

Les structures métalliques sont des constructions légères par rapport aux structures en béton armé, d'où il est nécessaire de prendre en compte l'action du vent qui joue une très grande importance.

Cette action du vent est évaluée sur toutes les parois verticales et les versants de la toiture en application de la règle RNV13.

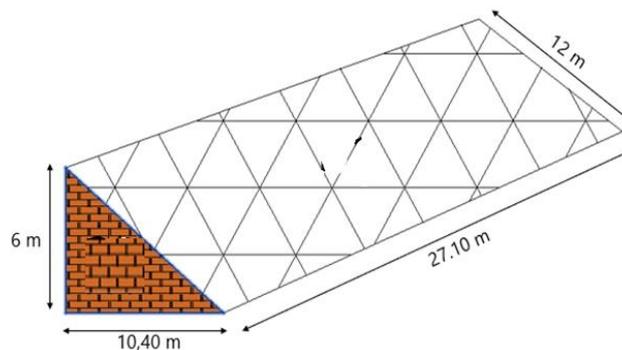


Figure.II.1. Vue générale de toiture

- **Pignon 1** aucune ouverture sur la surface avec surface totale $S_T = 31.02 \text{ m}^2$.
- **Pignon 2** aucune ouverture sur la surface avec surface totale $S_T = 31.02 \text{ m}^2$.
- **Long-pan** : aucune ouverture sur la surface avec surface totale $S_T = 162.6 \text{ m}^2$.

Dans notre cas on n'a pas de face dominante car la condition du RNV13 (Art.5.2.1.4) n'est pas vérifiée alors notre projet ne contient pas de face dominante (aucune ouverture)

II.1.3.1. Détermination de la pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe qui s'exerce sur l'élément en fonction de Z_e est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

Selon le RNV13, la wilaya de TIPAZA, est dans la **zone I** alors la pression dynamique de référence suivant le tableau 2.2 est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

II.1.3.2. Détermination de la hauteur de référence Ze

Pour la toiture Ze est pris égale la hauteur maximale des bâtiments

Selon de RNV2013(Art.2.3.2)

- Paroi vertical pignon : Ze= 34.35 m
- Paroi vertical long-pan : Ze = 34.35 m

II.1.3.3. Détermination du coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition au vent Ce(Z) tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z_e) \times C_r^2(Z_e) \times [1 + 7 I_v]$$

• **Catégories de terrain**

Terrain de catégorie : III (zone à couverture végétale réguliers ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois de leur hauteur)

Tableau.II.1. Définition des catégories de terrain.

Catégorie de terrain	K _t	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
3 Zones industrielles	0.215	0.3	5	0.61

Avec :

K_t: Facteur de terrain.

Z₀: Paramètre de rugosité.

Z_{min}: Hauteur minimale.

ε: Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient c_d.

Coefficient de rugosité

On est dans le 1^{er} cas

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left(\frac{Z_e}{Z_0} \right) \quad \text{Pour} \quad Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$$

Détails de calcul :

Pour Ze = 34.35 m Cr(Ze) = 0.215 x ln (34.35 / 0.3) = 1.019

Pour Ze = 34.35 m Cr(Ze) = 0.215 x ln (34.35 / 0.3) = 1.019

Tableau.II.2. Coefficient de rugosité

	Hauteur de référence Ze	Coefficient de rugosité
Paroi vertical pignon	34.35 m	1.019
Paroi vertical long-pan	34.35 m	1.019
Toiture	34.35 m	1.019

• **Coefficient de topographique**

Le coefficient topographie C_t(Z) prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées etc.

On a un site plat → C_t(Ze) = 1

• **Intensité de turbulence**

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

On est dans le 1^{er} cas

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} \quad Z_e > Z_{\min}$$

Détails de calcul :

$$\text{Pour } Z_e = 34.35 \text{ m} \quad I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{34.35}{0.3}\right)} = 0.210$$

Tableau.II.3. Intensité de turbulence

	Hauteur de référence Z_e	Intensité de turbulence
Paroi vertical pignon	34.35 m	0.210
Paroi vertical long-pan	34.35 m	0.210
Toiture	34.35 m	0.210

Alors le coefficient d'exploitation deviendra : $C_e(Z_e) = C_t^2(Z_e) \times C_r^2(Z_e) \times [1 + 7 I_v(Z_e)]$.

Détails de calcul :

$$\text{Pour } Z_e = 34.35 \text{ m} \quad C_e(Z_e) = (1)^2 \times (1.019)^2 \times [1 + (7 \times 0.210)] = 2.56$$

Tableau.II.4. Coefficients d'exposition

	Hauteur de référence Z_e	Coefficients d'exposition
Paroi vertical pignon	34.35 m	2.56
Paroi vertical longpan	34.35m	2.56
Toiture	34.35m	2.56

D'où la pression dynamique de pointe est : $q_p(Z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_e)$ et $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$

Détails de calcul :

$$\text{Pour } Z_e = 34.35 \text{ m} \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.56 = 960 \text{ N/m}^2$$

Tableau.II.5. Pression dynamique de pointe q_p

	Hauteur de référence Z_e [m]	Pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ [N/m ²]
Paroi vertical pignon	34.35	960 N/m²
Paroi vertical long-pan	34.35	960 N/m²
Toiture	34.35	960 N/m²

Coefficient de pression

- Coefficient de pression extérieurs
- Vent perpendiculaire au long-pan (direction v1)

Paroi verticale long-pan

Pour cette direction du vent v1 : $b = 27.1 \text{ m}$; $d = 10.4 \text{ m}$; $h = 6 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(27.1 ; 2 \times 6) = 12\text{m}$. $\implies e = 12 \text{ m} > d = 10.4 \text{ m}$ (deuxième cas)

$$e/5 = 2.4 \text{ m} ; \quad d - e/5 = 10.4 - 2.4 = 8 \text{ m}$$

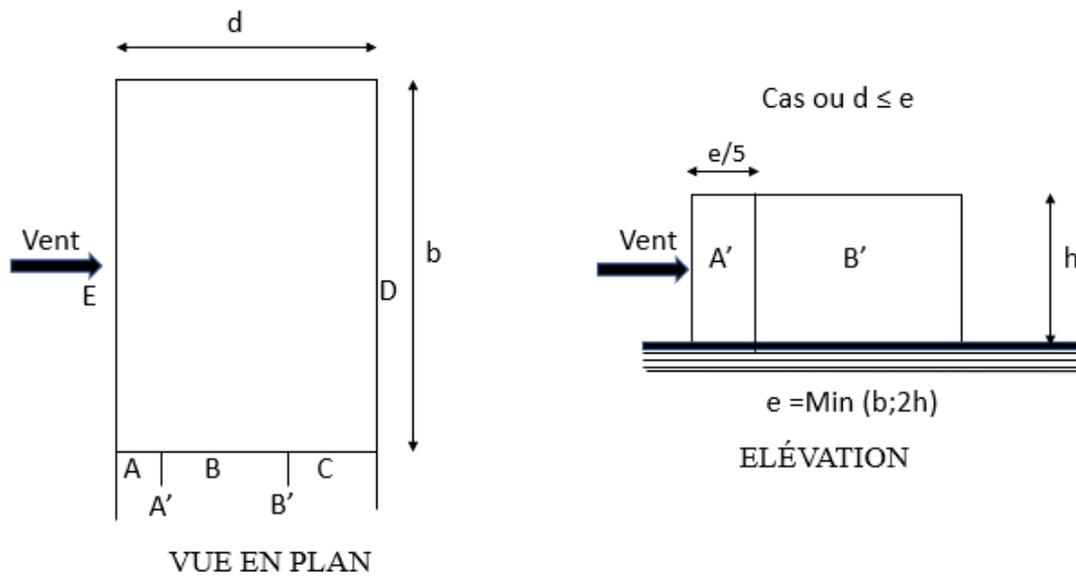


Figure.II.2. Légende pour les parois verticales

Calcul de surface

Tableau.II.6. Calcul des surfaces et de Cpe pour long-pan

	A'	B'	E	D
Surface m ²	14.4	48	162.6	162.6
Cpe	-1.0	-0.8	-0.8	-0.3
Toute les surfaces > 10m ² alors Cpe= Cpe₁₀				

Toiture : Cas d'une toiture à un versants.

Pour v1 : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 30^\circ$

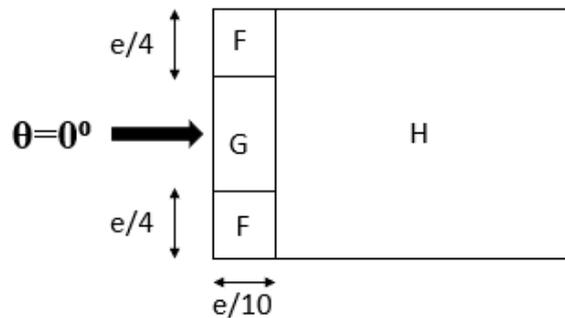


Figure.II.3. Légende pour les toitures à un versants

Calcul de surface

Pour cette direction du vent v1 : $b = 27.1 \text{ m}$; $d = 10.4 \text{ m}$; $h = 6 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2 h) = \min(27.1 ; 2 \times 6) = 12 \text{ m}$.

$e/10 = 1.2 \text{ m}$; $e/4 = 3 \text{ m}$.

Tableau.II.7. Calcul des surfaces et de Cpe pour toiture

	F	G	H
Surface [m ²]	3.6	25.32	249.32
$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$	Toute les surfaces > 10m ² alors Cpe= Cpe₁₀		

Détermination des Cpe

Pour la zone F on a $1 \text{ m}^2 \leq S=3.6\text{m}^2 \leq 10\text{m}^2$

Donc $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(S)$

Pour $\alpha = 30^\circ$

$C_{pe1} (-) = -1.5$ $C_{pe10} (-) = -0.5$

$C_{pe} (-) = -1.5 + (-0.5+1.5) \log 3.6 = -0.94$

$C_{pe1} (+) = C_{pe10} (+) = 0.7$

$C_{pe} (+) = 0.7 + (0.7-0.7) \log 3.6 = 0.7$

Tableau.II.8. Valeurs de C_{pe} pour $\Theta=0^\circ$

Zone	F	G	H
$C_{pe} (+)$	0.7	0.7	0.7
$C_{pe} (-)$	-0.94	-0.5	-0.2

- **Vent perpendiculaire au pignon (direction v2)**

Paroi verticale pignon

Pour cette direction du vent v2 :

$b = 10.4 \text{ m}$; $d = 27.1 \text{ m}$; $h = 6 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2 h) = \min (10.4 ; 2 \times 6) = 12 \text{ m}$. $\implies e = 12 \text{ m} < d = 27.1 \text{ m}$ (première cas)

$e/5 = 2.4 \text{ m}$; $d - e/5 = 27.1 - 2.4 = 24.7 \text{ m}$.

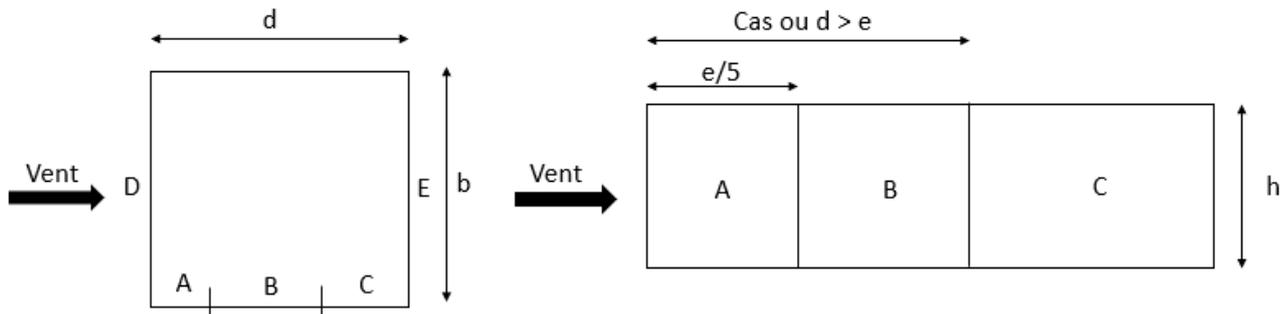


Figure.II.4. Légende pour les parois verticales

Calcul de surface

Tableau.II.9. Calcul des surfaces et de C_{pe} pour pignon.

	A	B	C	D	E
Surface [m^2]	14.4	57.6	90.6	62.4	62.4
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
Toute les surfaces $> 10\text{m}^2$ alors $C_{pe} = C_{pe10}$					

Toiture : Cas d'une toiture à un versants.

Pour $\nu 2$: $\theta = 90^\circ$; $\alpha = 30^\circ$

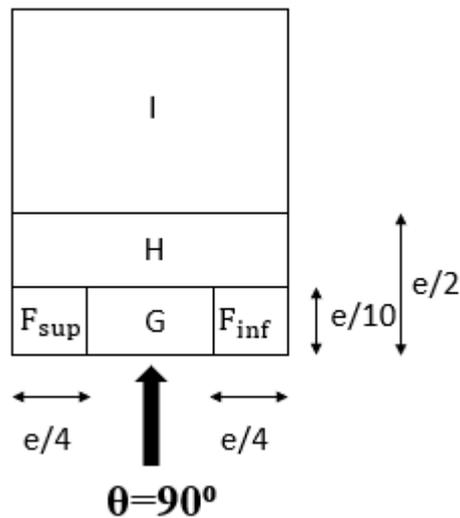


Figure.II.5. Légende pour les toitures à deux versants.

Calcul de surface $e/10 = 2.4 \text{ m}$; $e/2 = 6 \text{ m}$; $e/4 = 3$

Tableau.II.10. Calcul des surfaces et de C_{pe} pour pignon.

	F _{sup}	F _{inf}	G	H	I
Surface	7.2	7.2	10.56	37.44	219.44
$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$			Toute les surfaces $> 10 \text{ m}^2$ alors C_{pe} = C_{pe10}		

Détermination des C_{pe}

Pour la zone F on a $1 \text{ m}^2 \leq S = 3.6 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$

Donc $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(S)$

Pour $\alpha = 30^\circ$

La zone F_{sup}

$C_{pe1} (-) = -2.9$ $C_{pe10} (-) = -2.1$

$C_{pe} (-) = -2.9 + (-2.1 + 2.9) \log 7.2 = -2.21$

La zone F_{inf}

$C_{pe1} (-) = -2$ $C_{pe10} (-) = -1.3$

$C_{pe} (-) = -2 + (-1.3 + 2) \log 7.2 = -1.37$

Tableau.II.11. Valeurs de C_{pe} pour $\Theta = 90^\circ$

Zone	F _{sup}	F _{inf}	G	H	I
C _{pe}	-2.21	-1.37	-1.5	-1	-0.8

Coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieur (hall industriel par exemple) est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans notre projet, on n'a pas d'ouvertures pour cela équivalant qu'on un cas d'étude à faire qui est : toutes les ouvertures fermées.

Paroi sous le vent (long-pan : $\theta = 0^\circ$ et pignon : $\theta = 90^\circ$)

$\mu_p = 0$

Dans le RNV2013, et sur la figure 5.14, il y'a pas une valeur pour $\mu_p = 0$ alors on prend le C_{pi} maximum.

$$C_{pi} = + 0.35$$

II.1.3.4. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivantes :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **Paroi vertical (long-pan)**

Tableau.II.12. Calcul de pression aérodynamique (long-pan)

Zones	qp [N/m²]	Cpe	Cpi	W(j) [N/m²]
A'	960	- 1.0	0.35	-1296
B'		- 0.8		-1104
D		-0.3		-624
E		- 0.8		-1104

- **Toiture ($\theta = 0^\circ$) :** $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

Tableau.II.13 Calcul de pression aérodynamique (Toiture ($\theta = 0^\circ$)).

Zones	qp [N/m²]	Cpe	Cpi	W(j) [N/m²]
F	960	-0.94	0.35	-1238.4
G		-0.5		-816
H		-0.2		-528

Tableau.II.14. Calcul de pression aérodynamique (Toiture ($\theta = 0^\circ$)).

Zones	qp [N/m²]	Cpe	Cpi	W(j) [N/m²]
F	960	0.7	0.35	+336
G		0.7		+ 336
H		0.7		+ 336

- **Paroi vertical (pignon) V2**

Tableau.II.15. Calcul de pression aérodynamique (pignon).

Zones	qp [N/m²]	Cpe	Cpi	W(j) [N/m²]
A	960	- 1.0	0.35	-960
B		- 0.8		-1104
C		- 0.5		-816
D		+ 0.8		+432
E		- 0.3		-624

- **Toiture ($\theta = 90^\circ$) :**

Tableau.II.16. Calcul de pression aérodynamique (Toiture $\theta = 90^\circ$).

Zones	qp [N/m²]	Cpe	Cpi	W(j) [N/m²]
Fsup	960	-2.21	0.35	-2457.6
Finf		-1.37		-1651.2
G		-1.5		-1776
H		-1		-1296
I		-0.8		-1104

- Les valeurs maximums

Tableau.II.17. Valeurs maximums des charges.

Parois	W (+) [N/m ²]	W (-) [N/m ²]
Long-pan	+ 0	-1296
Pignon	+432	-1104
Toiture	+336	-2457.6

II.2. CALCUL DES PANNES

II.2.1. Introduction

Les pannes sont des éléments porteurs secondaires inclinés, destinées à transmettre les actions (charges et surcharges) agissant sur la toiture aux éléments porteurs principaux. Elles sont disposées parallèlement au long pan ou à la ligne de faitage (cas de toiture inclinée) et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement à la traverse. Sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique elles sont sollicitées **flexion déviée**.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z), (U), (Σ). On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

II.2.2. Conception des pannes

Les pannes sont constituées des profilés laminés à chaud de **type IPE** en acier ordinaire **type S 275** ($F_y = 275$ MPa).

Pour le choix de la conception des pannes, on opte pour des pannes isostatiques.

La pente est de 20 % soit un angle d'inclinaison $\alpha = 30^\circ$.

II.2.2.1. Nombre des pannes

$$\cos\alpha = \frac{b}{L_{\text{toit}}} \implies L_{\text{toit}} = \frac{b}{\cos\alpha} = \frac{10.4}{\cos 30^\circ} = 12 \text{ m}$$

Avec :

L_{toit} : longueur de versant ou de toiture

b : longueur total de pignon

$$e = \frac{L_{\text{toit}} - 0.5}{n - 1} < 2 \text{ m} \implies n \geq \frac{L_{\text{toit}} - 0.5}{2} + 1 = n \geq \frac{12 - 0.5}{2} + 1 = 6.75$$

Alors on prend **n = 12 pannes par versant**

– Espacement entre les pannes est

$$\text{Avec } n = 12 \implies e = \frac{L - 0.5}{n - 1} = \frac{12 - 0.5}{12 - 1} = 1.05 \text{ m} < 2$$

Calcul des charges et surcharges revenant à la panne

Déterminer la section optimale de panne intermédiaire afin de résister au chargement donné ci-dessous.

- Charges permanentes : G**

Poids propre de bacs d'acier ALTEO 35-1000.....g = 8.19 Kg/m²

D'où $g = 0.0819 \times 1.05 = 0.0859$ KN/ml

Poids propre des panneaux solaireg = 0.22 KN

D'où $g = 0.22 / 5.1 = 0.043$ KN/ml

$$\mathbf{G = 0.1289 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharges d'entretien (P)**

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant qui équivaut à deux charges concentrées de 100kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée. D'après D.T.R-B.C-2.2.

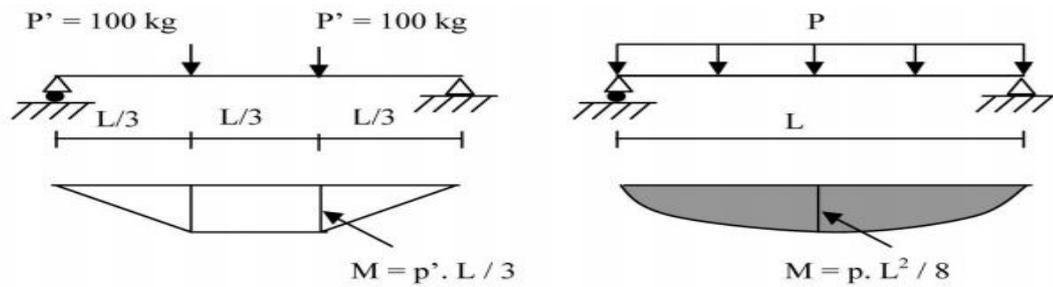


Figure.II.6. Schéma de la disposition des charges des ouvriers.

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$P=1 \text{ KN}$ et $L = 5.10 \text{ m}$ (la portée le plus grand sur long pan)

$Q=0.52 \text{ KN/ml}$

- Surcharge du vent (V) :(perpendiculaire au versant)

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

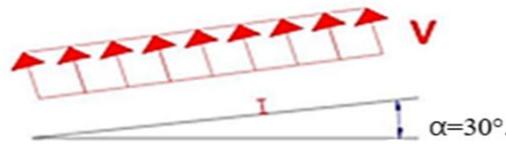


Figure.II.7. Surcharge du vent (V -)

Action du vent

Vent descendant (vers le bas \downarrow) : $V^{(+)} = +0.336 \text{ KN/m}^2 \times 1.05\text{m} = + 0.353 \text{ KN/ml}$

Vent de soulèvement (vers le haut \uparrow) : $V^{(-)} = - 2.4576 \text{ KN/m}^2 \times 1.05\text{m} = -2.58 \text{ KN/ml}$

- Surcharge climatique de la neige : S_n

$S_n = 0.1504 \text{ KN/m}^2$

$S_n = 0.1504 \times 1.05 = 0.157 \text{ KN/ml}$

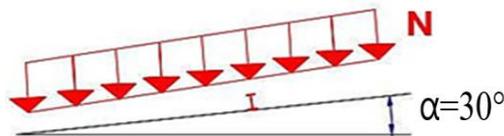


Figure.II.8. Surcharge de la neige (S_n)

$G=0.1289 \text{ KN/ml}$

$Q=0.52 \text{ KN/ml}$

$S_n=0.157 \text{ KN/ml}$

$V^+= +0.353 \text{ KN/ml}$

$V^- = -2.58 \text{ KN/ml}$

Decomposition des charges

Suivant Z-Z

$G=G \cos\alpha=0.1289 \times \cos 30=0.112 \text{ KN/ml}$

$Q=Q \cos\alpha=0.52 \times \cos 30=0.450 \text{ KN/ml}$

$W=W^- = 2.58 \text{ KN/ml}$

$S_n=S_n \cos\alpha=0.157 \times \cos 30=0.135 \text{ KN/ml}$

Suivant Y-Y

$G=G \sin\alpha=0.1289 \times \sin 30= 0.06445 \text{ KN/ml}$

$$Q = Q \sin \alpha = 0.52 \times \sin 30 = 0.26 \text{ KN/ml}$$

$$W = W^+ = 0.353 \text{ KN/ml}$$

$$S_n = S_n \cos \alpha = 0.157 \times \sin 30 = 0.0785 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons de charges (ELU)

Suivant Z-Z

$$1.35G + 1.5Q = 0.1512 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5S_n = 0.354 \text{ KN/ml}$$

$$G + 1.5W^- = 3.982 \text{ KN/ml}$$

$$q_{zsd} = 3.982 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y

$$1.35G + 1.5Q = 0.477 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5S_n = 0.193 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5W^+ = 0.593 \text{ KN/ml}$$

$$q_{y sd} = 0.593 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons de charges (ELS)

Suivant Z-Z

$$G + Q = 0.562 \text{ KN/ml}$$

$$G + S_n = 0.247 \text{ KN/ml}$$

$$G + W^- = 2.692 \text{ KN/ml}$$

$$q_{zsd} = 2.692 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y

$$G + Q = 0.324 \text{ KN/ml}$$

$$G + S_n = 0.143 \text{ KN/ml}$$

$$G + W^+ = 0.417 \text{ KN/ml}$$

$$q_{y sd} = 0.417 \text{ KN/ml}$$

Remarque

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

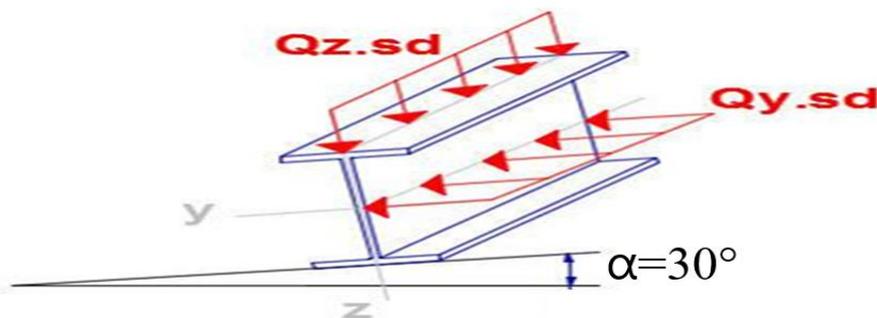


Figure.II.9. Surcharge suivant les deux plans

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{3.982 \times 5.1^2}{8} = 12.946 \text{ KNml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{0.593 \times 5.1^2}{8} = 1.927 \text{ KNml}$$

– La combinaison la plus favorable pour vérifier les conditions de déversement :

$$Q_{y.sd1} = 0.593 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z.sd1} = 3.982 \text{ KN/ml}$$

II.2.3. Prédimensionnement de la panne

Les pannes sont pré-dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.
- Aux conditions de flèche.

On choisira la condition de résistance : $\sigma \leq \bar{\sigma} = 275\text{MPa}$

$$\text{Flexion déviée} \implies \sigma = \frac{M_{sdy}}{W_{ely}} + \frac{M_{sdz}}{W_{elz}} \leq \bar{\sigma} \iff \frac{M_{sdy}}{W_{ely}} \left(1 + \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \times \frac{M_{sdz}}{M_{sdy}} \right) \leq \bar{\sigma}$$

$$\frac{M_{sdy}}{W_{ely}} (1 + \eta \frac{M_{sdz}}{M_{sdy}}) \leq \bar{\sigma} \text{ avec } \eta = \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \text{ et Pour un IPE on a } 6 \leq \eta \leq 9, \text{ on prend } \eta = 7$$

$$\left(\frac{M_{sdy}}{W_{ely}} + \eta \frac{M_{sdz}}{W_{ely}} \right) \leq \bar{\sigma} \implies W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} + \eta M_{sdz}}{\bar{\sigma}} = \frac{[12.946 + (7 \times 1.927)] \times 10^3}{275} = 96.127 \text{ cm}^3$$

$W_{ely} \geq 96.127 \text{ cm}^3$ alors on choisit IPE 160 ($W_{ely} = 108.7 \text{ cm}^3$).

Donc on choisit le profil IPE 160

Tableau.II.18. Caractéristiques de IPE 160

DESIGN ATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15.8	20.09	160	82	7.4	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

II.2.3.1. Vérification de la section du profilé

Combinaison de charge avec le poids propre

Poids propre du profilé IPE 160.....0.158 KN/ml

La charge permanente de poids propre suivant (z-z) $G = 0.158 \cos 30 = 0.137 \text{ KN/ml}$

La charge permanente de poids propre suivant (y-y) $G = 0.158 \sin 30 = 0.079 \text{ KN/ml}$

Donc les combinaisons de charge :

-ELU

Suivant z-z

$$G + 1.5W^- = 3.982 + 0.137 = 4.119 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{z.sd} = 4.119 \text{ KN/ml}$$

Suivant y-y

$$1.35G + 1.5W^+ = 0.593 + 1.35 \times 0.079 = 0.699 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{y.sd} = 0.699 \text{ KN/ml}$$

ELS

Suivant z-z

$$G + W^- = 2.692 + 0.137 = 2.829 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{z.sd} = 2.829 \text{ KN/ml}$$

Suivant y-y

$$G + W^+ = 0.417 + 0.079 = 0.496 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{y.sd} = 0.496 \text{ KN/ml}$$

Les autres charges ne changent pas.

II.2.3.2. Vérifications de la résistance

Classification du profilé

- Classe de la semelle : (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.540 < 10 \varepsilon = 9.2 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \implies \text{la semelle est de la classe 1.}$$

- Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 < 72 \varepsilon = 66.24 \implies \text{l'âme est de la classe 1.}$$

D'où le profilé est de **la classe 1.**

Vérifications de moment fléchissant

La formule de vérification de résistance est donnée par la formule suivante :

Le profil est de la classe 1 alors la formule de la résistance sera : sans effort normal (N=0)

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad \text{Profilé en section I alors : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right) \leq 1$$

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{4.119 \times 5.1^2}{8} = 13.39 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.699 \times 5.1^2}{8} = 2.272 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{1.1} = \frac{123.9 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} = 30.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{1.1} = \frac{26.1 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} = 6.525 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{13.39}{30.975} \right)^2 + \left(\frac{2.272}{6.525} \right) = 0.78 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Vérification de cisaillement

$$V_{sdy} = \frac{q_{sdy} \times L}{2} \leq V_{pl.rdy} = \frac{A_{vy} \times F_y}{1.1\sqrt{3}}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_{sdz} \times L}{2} \leq V_{pl.rdz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{1.1\sqrt{3}}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_{sdy} \times L}{2} = \frac{0.699 \times 5.1}{2} = 1.782 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_{sdz} \times L}{2} = \frac{4.119 \times 5.1}{2} = 10.50 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rdy} = \frac{A_{vy} \times F_y}{1.1}$$

$$V_{pl.rdz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{1.1}$$

$$A_{vy} = A - (2b \times tf) + (tw + 2r)tf$$

$$A_{vy} = 20.09 \times 10^2 - (2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 2 \times 9) \times 7.4$$

$$A_{vy} = 965.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{vz} = (2b \times tf) + (tw + r)tw$$

$$A_{vz} = (2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 9) \times 5$$

$$A_{vz} = 1283.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{sdy} = 1.782 \text{ KN} \leq V_{pl.rdy} = \frac{965.6 \times 275}{1.1\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 139.37 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 1.782 \text{ KN} \leq V_{pl.rdy} = 139.37 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$V_{sdz} = 10.50 \text{ KN} \leq V_{pl.rdz} = \frac{1283.6 \times 275}{1.1\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 185.27 \text{ KN}$$

$V_{sdz} = 10.50 \text{ KN} \leq V_{pl.rdz} = 185.27 \text{ KN}$ OK

La résistance au cisaillement est vérifiée

Etude de l'interaction entre le moment et l'effort tranchant

$V_{y.sd} = 1.782 \text{ KN} < 0.5V_{ply.sd} = 0.5 \times 139.37 = 69.685 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$V_{z.sd} = 10.50 \text{ KN} < 0.5V_{plz.sd} = 0.5 \times 185.27 = 92.635 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

D'où il n'y a pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

II.2.3.3. Vérification de la flèche

ELS

$Q_{max,z} = 2.829 \text{ KN/ml}$

$Q_{max,y} = 0.496 \text{ KN/ml}$

- **Flèche verticale sur (suivant zz') sur deux appuis**

$$f_z^{max} \leq f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5100}{250} = 20.4 \text{ mm}$$

$$f_z^{max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{2.829 \times 5100^2}{2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 13.65 \text{ mm} < f^{adm} = 20.4 \text{ mm}$$

Flèche verticale sur (suivant yy) sur deux appuis

$$f_y^{max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{0.496 \times 5100^2}{2.1 \times 10^5 \times 68.32 \times 10^4} = 30.45 \text{ mm} < f^{adm} = 20.4 \text{ mm}$$

N'est pas vérifié (suivant yy)

- **Flèche latérale (suivant yy') sur trois appuis**

$$f_y^{max} \leq f^{adm} = \frac{l/2}{250} = \frac{2550}{250} = 10.2 \text{ mm.}$$

$$f_y^{max} = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{E I_z} = \frac{2.05}{384} \frac{0.496 \times 2550^2}{2.1 \times 10^5 \times 68.31 \times 10^4} = 0.780 \text{ mm} < f^{adm} = 10.2 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée alors le profilé **IPE 160** résiste aux efforts appliqués d'où il est maintenu.

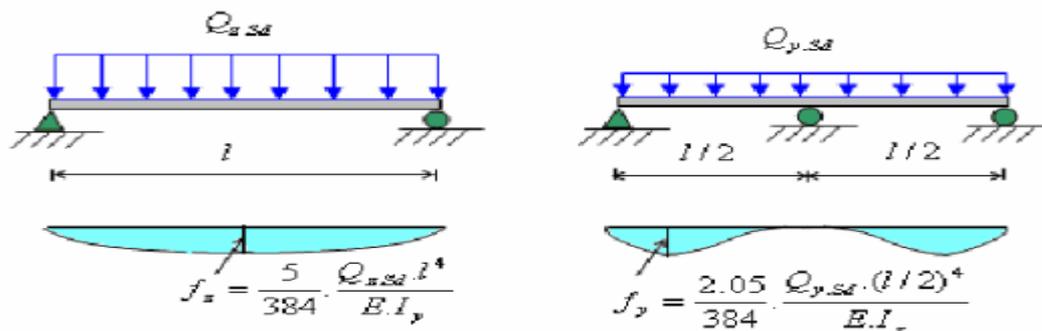


Figure.II.10. Schéma de la flèche.

II.2.3.4. Calcul des Liernes de pannes

Introduction

Les liernes sont des tirant qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Les liernes sont considérés comme des appuis intermédiaires dans le plan des versants (plan y-y).

Dimensionnement des liernes :

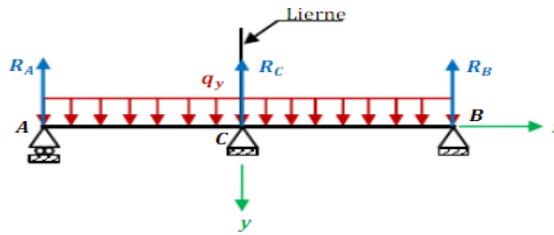


Figure.II.11. Schéma statique du calcul des liernes.

La réaction R au niveau du lierne

$$R = \frac{5}{4} q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.699 \times 2.55 = 2.22 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière

$$N_1 = \frac{R}{2} = \frac{2.22}{2} = 1.11 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L2

$$N_2 = R + N_1 = 2.22 + 1.11 = 3.33 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L3

$$N_3 = R + N_2 = 2.22 + 3.33 = 5.55 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L4

$$N_4 = R + N_3 = 2.22 + 5.55 = 7.77 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L5

$$N_5 = R + N_4 = 2.22 + 7.77 = 9.99 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L6

$$N_6 = R + N_5 = 2.22 + 9.99 = 12.21 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L7

$$\arctg \frac{e}{l/2} = \arctg \frac{1.05}{2.55} = 22.38^\circ$$

$$N_6 = 2N_7 \times \cos \theta \implies N_7 = \frac{N_6}{2 \cos \theta} = \frac{12.21}{2 \cos 22.38} = 6.60 \text{ KN}$$

Calcul de la section des liernes se fait avec le tronçon le plus sollicité L6

$$N_6 \leq N_{pl,rd} = A_S \frac{f_y}{\gamma M_0} \implies A_S \geq \frac{N_6 \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{12.21 \times 1.1 \times 10^3}{275} = 48.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{On sait que : } A_S = \frac{\pi d^2}{4} \implies d = \sqrt{\frac{4 \times 48.84}{\pi}} = 7.88 \text{ mm} \text{ alors on prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

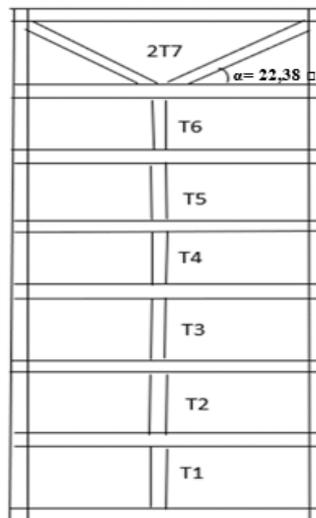


Figure.II.12. Disposition des liernes.

II.2.3.5. Vérifications de la stabilité

Vérification au déversement

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a pas risque de déversement.

Semelle inférieure

Semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

M_{ply} = 30.975 KN.m

M_{plz} = 6.525 KN.m

Le profilé est de la classe 1 alors la formule de vérification : $\frac{M_{sd,y}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{sd,z}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$

Calcul des moments résistant pour le déversement

$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd1} \times l^2}{8} = \frac{4.119 \times 5.1^2}{8} = 13.39 \text{ KN/ml}$

$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd1} \times l^2}{8} = \frac{0.699 \times 2.55^2}{8} = 0.568 \text{ KN/ml}$

Calcul de l'élancement réduit du déversement

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$, $\beta_w = 1$ Classe 1. $K_z = 1$ (aucun blocage). $C_1 = 1.132$,
 $\lambda_1 = 91.93 \epsilon = 91.93 \times 0.92 = 84.57$ $\alpha_{LT} = 0.21$ (profilé laminé)

Elancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}} \sqrt{\beta_w}$ et $\lambda_{LT} = \frac{K_z \times l^2 / i_z}{\sqrt{C_1 \times \left[\left(\frac{K}{k_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{K l / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$

$\lambda_{LT} = \frac{1 \times (2550 / 18.4)}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2550 / 18.4}{160 / 7.4} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 86.94$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{86.94}{84.57}} \sqrt{1} = 1.028$

$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1.028 - 0.2) + 1.028^2] = 1.115$

$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1.115 + \sqrt{1.115^2 - 1.028^2}} = 0.64$

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.64 \times 1 \times 123900 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-6} = 19.824 \text{ KN.m}$

Vérification au déversement $\frac{M_{sd,y}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{sd,z}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$

$\frac{13.39}{19.824} + \frac{0.558}{6.525} = 0.76 \leq 1$Condition vérifiée.

Vérification au voilement

On doit vérifier la condition suivante

$\frac{d}{t_w} \leq 69 \epsilon \iff \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 69 \epsilon = 63.48$ avec : $\epsilon = 0.92$

D'où il n'y a pas le voilement par cisaillement.

Vérification de la Stabilité au flambement de la semelle comprimée

On doit vérifier la condition suivante :

$\frac{d}{t_w} \leq K \left(\frac{E}{f_{yc}} \right) \left(\frac{A_w}{A_{fc}} \right)^{1/2}$

A_w : Aire de l'âme ; $A_w = t_w \times d = 5 \times 127.2 = 636 \text{ mm}^2$

A_{fc} : Aire de la semelle comprimée ; $A_{fc} = b_f \times t_f = 82 \times 7.4 = 606.2 \text{ mm}^2$

f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 275 \text{ N/mm}^2$)

K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 < 0.3 \left(\frac{2.1 \times 10^5}{275} \right) \times \left(\frac{636}{606.2} \right)^{1/2} = 234.65$$

D'où condition à la Stabilité au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

II.2.4. Conclusion

Le profilé **IPE 160** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et l'instabilité donc on opte pour les pannes un **IPE 160**.

II.3. CALCUL DES TRAVERSESES

II.3.1. Introduction

Les traverses sont des éléments porteurs principale inclinés, destinées à transmettre les actions (charges et surcharges) agissant sur la toiture aux éléments porteurs principaux. Elles sont disposées parallèlement au pignon et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement. Sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique et des charges concentrées

(Poids des pannes) elles sont sollicitées **flexion dévier composée**.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z), (U), (Σ). On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

II.3.2. Conception des traverses

Les pannes sont constituées des profilés laminés à chaud de **type IPE** en acier ordinaire **type S 275** ($F_y = 275 \text{ MPa}$).

Pour le choix de la conception des traverses, on opte pour des traverses isostatiques.

La pente est de 20 % soit un angle d'inclinaison $\alpha = 30^\circ$.

Calcul des charges et surcharges revenant à la traverse

Déterminer la section optimale de traverse intermédiaire afin de résister au chargement donné ci-dessous.

- **Charges permanentes : G**

Poids propre de bacs d'acier ALTEO 35-1000.....g = 8.19 Kg/m²

D'où $g = 0.0819 \times 4.6 = 0.377 \text{ KN/ml}$

Poids propre des panneaux solaireg = 0.162 KN

D'où $g = 0.22 / 6.7 = 0.0328 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 0.4098 \text{ KN/ml}}$$

Surcharges d'entretien (P)

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant qui équivaut à deux charges concentrées de 100kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée. D'après D.T.R-B.C-2.2.

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

P=1 KN et L = 6.7 m (la portée le plus grand sur long pan)

- **Q=0.40 KN/ml**

- **Surcharge du vent (V) :(perpendiculaire au versant)**

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

Action du vent

Vent descendant (vers le bas ↓) : $V^{(+)} = +0.432 \text{ KN/m}^2 \times 4.6\text{m} = + 1.987 \text{ KN/ml}$

Vent de soulèvement (vers le haut ↑) : $V^{(-)} = - 2.4576 \text{ KN/m}^2 \times 4.6\text{m} = -11.305 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge climatique de la neige : S_n**

$$S_n = 0.1504 \text{ KN/m}^2$$

$$S_n = 0.1504 \times 4.6 = 0.692 \text{ KN/ml}$$

$$G = 0.4098 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$S_n = 0.692 \text{ KN/ml}$$

$$V^+ = +1.987 \text{ KN/ml}$$

$$V^- = -11.305 \text{ KN/ml}$$

Decomposition des charges**Suivant Z-Z**

$$G = G \cos\alpha = 0.4098 \times \cos 30 = 0.354 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q \cos\alpha = 0.4 \times \cos 30 = 0.35 \text{ KN/ml}$$

$$W = W^- = -11.305 \text{ KN/ml}$$

$$S_n = S_n \cos\alpha = 0.692 \times \cos 30 = 0.59 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y

$$G = G \sin\alpha = 0.4098 \times \sin 30 = 0.2049 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q \sin\alpha = 0.4 \times \sin 30 = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$W = W^+ = 1.987 \text{ KN/ml}$$

$$S_n = S_n \cos\alpha = 0.692 \times \sin 30 = 0.346 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons de charges (ELU)**Suivant Z-Z**

$$1.35G + 1.5Q = 1.0029 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5S_n = 1.362 \text{ KN/ml}$$

$$G + 1.5W^- = 17.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Zsd} = 17.31 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y

$$1.35G + 1.5Q = 0.57 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5S_n = 0.79 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5W^+ = 3.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ysd} = 3.25 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons de charges (ELS)**Suivant Z-Z**

$$G + Q = 0.704 \text{ KN/ml}$$

$$G + S_n = 0.944 \text{ KN/ml}$$

$$G + W^- = 11.65 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Zsd} = 11.65 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y

$$G + Q = 0.404 \text{ KN/ml}$$

$$G + S_n = 0.550 \text{ KN/ml}$$

$$G + W^+ = 2.191 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ysd} = 2.191 \text{ KN/ml}$$

Les charges concentrées (poids des pannes)

Permet les combinaisons les plus défavorables

ELU

Suivant Z-Z

$$G + 1.5 W (-)$$

$q_{zsd} = 4.119 \text{ KN/ml} \rightarrow q_{zsd} = 4.119 \times 6.7 = 27.59 \text{ KN}$
 D'ou: $P = 27.59 \sin 30 = 13.79 \text{ KN}$

Suivant Y-Y
 1.35G + 1.5W (+)

$q_{ysd} = 0.699 \text{ KN/ml} \rightarrow q_{ysd} = 0.699 \times 6.7 = 4.68 \text{ KN}$
 D'ou: $P = 4.68 \sin 30 = 2.34 \text{ KN}$

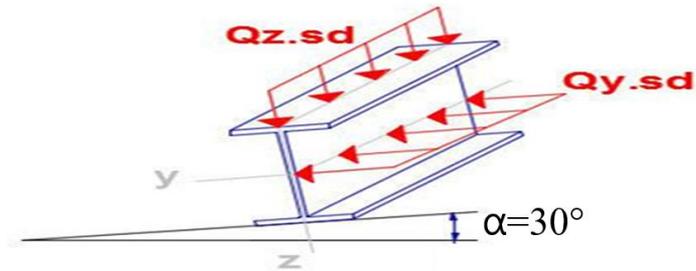
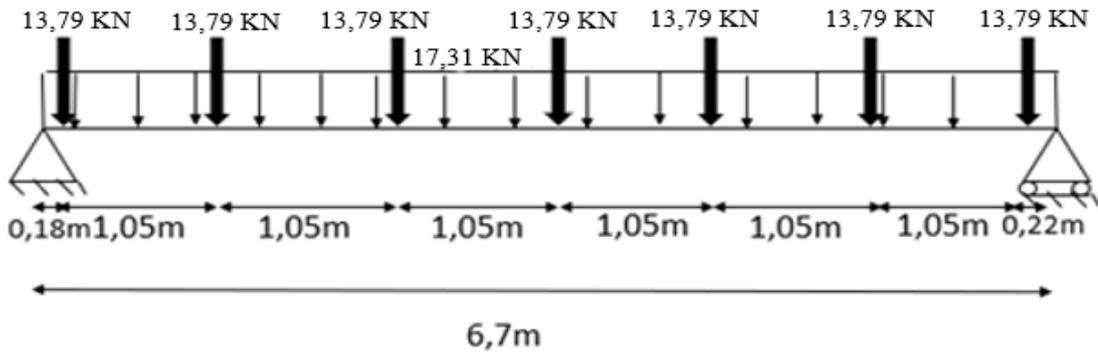


Figure.II.13. Schéma statique de chargement de traverse

Suivant z-z



II.3.3. Prédimensionnement de la traverse

Les traverses sont pré-dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	Case Type Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text	ElemStation m
▶	LinStatic	0	-7,536	0	0	0	173,8106	4-1	1,05
	LinStatic	0	6,254	0	0	0	173,8106	5-1	0
	LinStatic	0	15,517	0	0	0	168,0956	5-1	0,525
	LinStatic	0	-16,8	0	0	0	167,4225	4-1	0,525
	LinStatic	0	38,571	0	0	0	157,5173	6-1	0
	LinStatic	0	24,781	0	0	0	157,5173	5-1	1,05
	LinStatic	0	-39,853	0	0	0	156,1711	3-1	1,05
	LinStatic	0	-26,063	0	0	0	156,1711	4-1	0
	LinStatic	0	47,834	0	0	0	134,8359	6-1	0,525
	LinStatic	0	-49,117	0	0	0	132,8166	3-1	0,525
	LinStatic	0	57,098	0	0	0	107,2911	6-1	1,05
	LinStatic	0	70,888	0	0	0	107,2911	7-1	0
	LinStatic	0	-72,17	0	0	0	104,5987	2-1	1,05
	LinStatic	0	-58,38	0	0	0	104,5987	3-1	0
	LinStatic	0	80,151	0	0	0	67,6433	7-1	0,525
	LinStatic	0	-81,434	0	0	0	64,2778	2-1	0,525
	LinStatic	0	89,415	0	0	0	23,1321	7-1	1,05
	LinStatic	0	103,205	0	0	0	23,1321	8-1	0
	LinStatic	0	-104,487	0	0	0	19,0935	1-1	0,18
	LinStatic	0	-90,697	0	0	0	19,0935	2-1	0

Record: 1 of 22

$$M_u^{\max} = 173.8106 \text{ KN.m}$$

Il faut que : $M_{sd} \max \leq \frac{W_{ely} \times f_y}{1.1} \rightarrow W_{ely} = \frac{M_{sd} \times 1.1}{f_y}$

$$W_{ely} = \frac{173.8106 \times 10^6 \times 1.1}{275} = 695.24 \text{ cm}^3$$

$W_{ely} \geq 695.24 \text{ cm}^3$ alors on choisit IPE 330 ($W_{ely} = 713.1 \text{ cm}^3$).

Donc on choisit le profil IPE 330

Tableau.II.19. les caractéristiques de profilé IPE 330

designation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 330	49.1	62.61	330	160	11.5	11770	788.1	804.3	153.7	13.71	3.55

II.3.4. Vérification de la section du profilé

- Combinaison de charge avec le poids propre

Poids propre du profilé IPE 330.....0.491 KN/ml

La charge permanente de poids propre suivant (z-z) $G = 0.491 \cos 30 = 0.425 \text{ KN/ml}$

La charge permanente de poids propre suivant (y-y) $G = 0.491 \sin 30 = 0.246 \text{ KN/ml}$

Donc les combinaisons de charge :

-ELU

Suivant z-z

$$G + 1.5W^- = 17.31 + 0.425 = 17.725 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{z,sd} = 17.735 \text{ KN/ml}$$

Suivant y-y

$$1.35G + 1.5W^+ = 3.25 + 1.35 \times 0.246 = 3.582 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{y,sd} = 3.582 \text{ KN/ml}$$

ELS

Suivant z-z

$$G+W^- = 11.65 + 0.425 = 12.08 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{z.sd} = 12.08 \text{ KN/ml}$$

Suivant y-y

$$G+W^+ = 2.191 + 0.246 = 2.437 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_{y.sd} = 2.437 \text{ KN/ml}$$

Les autres charges ne changent pas.

II.3.4.1. Vérifications de la résistance

Classification du profilé

- Classe de la semelle : (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{80}{11.5} = 6.96 < 10 \varepsilon = 9.2 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \Rightarrow \text{la semelle est de la classe 1.}$$

- Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \varepsilon = 66.24 \implies \text{l'âme est de la classe 1.}$$

D'où le profilé est de la **classe 1**.

Déterminations des efforts max par logiciel sap2000

Tableau.II.20. Moment fléchissant max

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
▶	DEAD	LinStatic	0	-7,545	0	0	0	176,1953	12-1
	DEAD	LinStatic	0	6,245	0	0	0	176,1953	13-1
	DEAD	LinStatic	0	15,732	0	0	0	170,4262	13-1
	DEAD	LinStatic	0	-17,031	0	0	0	169,7442	12-1
	DEAD	LinStatic	0	39,009	0	0	0	159,6766	14-1
	DEAD	LinStatic	0	25,219	0	0	0	159,6766	13-1
	DEAD	LinStatic	0	-26,518	0	0	0	158,3126	12-1
	DEAD	LinStatic	0	-40,308	0	0	0	158,3126	11-1
	DEAD	LinStatic	0	48,495	0	0	0	136,7068	14-1
	DEAD	LinStatic	0	-49,794	0	0	0	134,6608	11-1
	DEAD	LinStatic	0	71,772	0	0	0	108,7565	15-1
	DEAD	LinStatic	0	57,982	0	0	0	108,7565	14-1
	DEAD	LinStatic	0	-59,281	0	0	0	106,0285	11-1
	DEAD	LinStatic	0	-73,071	0	0	0	106,0285	10-1
	DEAD	LinStatic	0	81,259	0	0	0	68,586	15-1
	DEAD	LinStatic	0	-82,558	0	0	0	65,1759	10-1
	DEAD	LinStatic	0	104,535	0	0	0	23,435	16-1
	DEAD	LinStatic	0	90,745	0	0	0	23,435	15-1
	DEAD	LinStatic	0	-92,044	0	0	0	19,3429	10-1
	DEAD	LinStatic	0	-105,834	0	0	0	19,3429	9-1

Record: 1 of 22

Add Tables... Done

Tableau.II.21. Effort tranchant max

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Element Forces - Frames

	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m
▶	16	0,22	DEAD	LinStatic	0	108,511	0	0	0
	16	0	DEAD	LinStatic	0	104,535	0	0	0
	15	1,05	DEAD	LinStatic	0	90,745	0	0	0
	15	0,525	DEAD	LinStatic	0	81,259	0	0	0
	15	0	DEAD	LinStatic	0	71,772	0	0	0
	14	1,05	DEAD	LinStatic	0	57,982	0	0	0
	14	0,525	DEAD	LinStatic	0	48,495	0	0	0
	14	0	DEAD	LinStatic	0	39,009	0	0	0
	13	1,05	DEAD	LinStatic	0	25,219	0	0	0
	13	0,525	DEAD	LinStatic	0	15,732	0	0	0
	13	0	DEAD	LinStatic	0	6,245	0	0	0
	12	1,05	DEAD	LinStatic	0	-7,545	0	0	0
	12	0,525	DEAD	LinStatic	0	-17,031	0	0	0
	12	0	DEAD	LinStatic	0	-26,518	0	0	0
	11	1,05	DEAD	LinStatic	0	-40,308	0	0	0
	11	0,525	DEAD	LinStatic	0	-49,794	0	0	0
	11	0	DEAD	LinStatic	0	-59,281	0	0	0
	10	1,05	DEAD	LinStatic	0	-73,071	0	0	0
	10	0,525	DEAD	LinStatic	0	-82,558	0	0	0
	10	0	DEAD	LinStatic	0	-92,044	0	0	0

Record: 1 of 22 Add Tables... Done

Vérifications de moment fléchissant

La formule de vérification de résistance est donnée par la formule suivante :

$$M_{sd\ max} \leq M_{pl.\ rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{1.1}$$

Le profil est de la classe 1 alors la formule de la résistance sera : sans effort normal (N=0)

$$M_{sd\ max} = 176.1953\ KN.m$$

$$M_{pl.\ rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{1.1} = \frac{804.3 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} = 201.075\ KN.m$$

$$M_{sd\ max} = 176.1953\ KN.m < M_{pl.\ rd} = 201.075\ KN.m \dots \dots \dots \text{OK}$$

Vérification de cisaillement

$$V_{sd\ max} \leq V_{pl.\ rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{1.1\sqrt{3}}$$

$$V_{sd\ max} = 108.511\ KN$$

$$V_{pl.\ rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{1.1}$$

$$A_{vz} = 3081\ mm^2$$

$$V_{sd\ max} = 108.511\ KN \leq V_{pl.\ rd} = \frac{3081 \times 275}{1.1\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 444.70\ KN$$

$$V_{sd\ max} = 108.511\ KN \leq V_{pl.\ rd} = 444.70\ KN \dots \dots \dots \text{OK}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée

Etude de l'interaction entre le moment et l'effort tranchant

$$V_{sd\ max} = 108.511\ KN < 0.5V_{pl.\ rd} = 0.5 \times 444.70 = 222.35\ KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'où il n'y a pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant

II.3.4.2 Vérification de la flèche

ELS

$$Q_{\max,z} = 3.22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\max,y} = 2.437 \text{ KN/ml}$$

Flèche verticale sur (suivant zz') sur deux appuis

$$f_z^{\max} \leq f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6700}{250} = 26.8 \text{ mm}$$

$$f_z^{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{12.08 \times 6700^4}{2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 12.82 \text{ mm} < f^{adm} = 26.8 \text{ mm}$$

Flèche verticale sur (suivant yy') sur deux appuis

$$f_y^{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{2.437 \times 6700^4}{2.1 \times 10^5 \times 788.1 \times 10^4} = 38.63 \text{ mm} > f^{adm} = 26.8 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée suivant yy

Flèche latérale (suivant yy') sur trois appuis

$$f_y^{\max} \leq f^{adm} = \frac{l/2}{250} = \frac{3550}{250} = 13.4 \text{ mm.}$$

$$f_y^{\max} = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{E I_z} = \frac{2.05}{384} \frac{2.347 \times 3350^4}{2.1 \times 10^5 \times 68.31 \times 10^4} = 0.953 \text{ mm} < f^{adm} = 13.4 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée alors le profilé **IPE 330** résiste aux efforts appliqués d'où il est maintenu.

II.3.5. Calcul des Liernes de pannes

II.3.5.1. Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Les liernes sont considérées comme des appuis intermédiaires dans le plan des versants (plan y-y).

II.3.5.2. Dimensionnement des liernes

La réaction R au niveau du lierne

$$R = \frac{5}{4} q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times 2.437 \times 3.55 = 10.81 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière

$$N_1 = \frac{R}{2} = \frac{10.81}{2} = 5.405 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L2

$$N_2 = R + N_1 = 10.81 + 5.405 = 16.215 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L3

$$N_3 = R + N_2 = 10.81 + 16.215 = 27.025 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L4

$$N_4 = R + N_3 = 10.81 + 27.025 = 37.835 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L5

$$N_5 = R + N_4 = 10.81 + 37.835 = 48.645 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L6

$$N_6 = R + N_5 = 10.81 + 48.645 = 59.455 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L7

$$\arctg \frac{e}{l/2} = \arctg \frac{3.2}{3.35} = 43.68^\circ$$

$$N_6 = 2N_7 \times \cos \theta \implies N_7 = \frac{N_6}{2 \cos \theta} = \frac{59.455}{2 \cos 43.68} = 41.11 \text{ KN}$$

Calcul de la section des liernes se fait avec le tronçon le plus sollicité L6

$$N_6 \leq N_{pl,rd} = A_S \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \implies A_S \geq \frac{N_6 \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{59.455 \times 1.1 \times 10^3}{275} = 237.82 \text{ mm}^2$$

On sait que : $A_s = \frac{\pi d^2}{4} \implies d = \sqrt{\frac{4 \times 237.82}{\pi}} = 17.40 \text{ mm}$ alors on prend $\phi = 18 \text{ mm}$

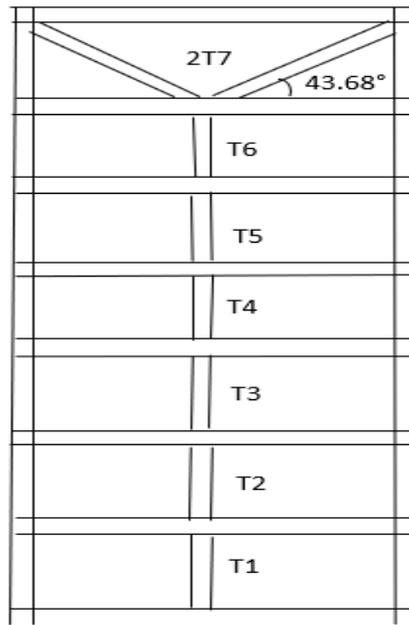


Figure.II.14. Disposition des liernes.

Tableau.II.22. Moment fléchissant max

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
▶	DEAD	LinStatic	0	-1,297	0	0	0	34,6595	4-1
	DEAD	LinStatic	0	1,043	0	0	0	34,6595	5-1
	DEAD	LinStatic	0	3,098	0	0	0	33,5725	5-1
	DEAD	LinStatic	0	-3,352	0	0	0	33,4389	4-1
	DEAD	LinStatic	0	7,493	0	0	0	31,4065	6-1
	DEAD	LinStatic	0	5,153	0	0	0	31,4065	5-1
	DEAD	LinStatic	0	-5,408	0	0	0	31,1394	4-1
	DEAD	LinStatic	0	-7,748	0	0	0	31,1394	3-1
	DEAD	LinStatic	0	9,549	0	0	0	26,933	6-1
	DEAD	LinStatic	0	-9,803	0	0	0	26,5324	3-1
	DEAD	LinStatic	0	13,944	0	0	0	21,3805	7-1
	DEAD	LinStatic	0	11,604	0	0	0	21,3805	6-1
	DEAD	LinStatic	0	-11,858	0	0	0	20,8463	3-1
	DEAD	LinStatic	0	-14,198	0	0	0	20,8463	2-1
	DEAD	LinStatic	0	15,999	0	0	0	13,5205	7-1
	DEAD	LinStatic	0	-16,253	0	0	0	12,8527	2-1
	DEAD	LinStatic	0	18,054	0	0	0	4,5815	7-1
	DEAD	LinStatic	0	20,394	0	0	0	4,5815	8-1
	DEAD	LinStatic	0	-20,649	0	0	0	3,7802	1-1
	DEAD	LinStatic	0	-18,309	0	0	0	3,7802	2-1

Record: 1 of 22

Add Tables... Done

Mmax= 34.6595 KN.m

II.3.6. Vérification de la stabilité

Résistance de la traverse au flambement

$$\frac{Nsd}{X_{min} \times \frac{N_{ply}}{1.1}} + \frac{K_y \times My}{\frac{M_{ply}}{1.1}} \leq 1$$

$$N_{plrd} = A \times F_y = 62.61 \times 10^2 \times 275 = 1721.775 \text{ KN}$$

$$M_{plyrd} = W_{ply} \times F_y = 804.3 \times 10^3 \times 275 = 221.183 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{670}{13.71} = 48.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} = \frac{48.87}{84.58} \sqrt{1} = 0.58$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{105}{3.55} = 29.58$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} = \frac{29.58}{84.58} \sqrt{1} = 0.35$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 > 1.2 ;$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$y-y \rightarrow (a) \rightarrow \alpha = 0.21$$

$$z-z \rightarrow (b) \rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\alpha_y = 0.21 \text{ et } \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2)) + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\phi_y = 0.5(1 + 0.21(0.58 - 0.2)) + 0.58^2 = 0.71$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.71 + [0.71^2 - 0.58^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2)) + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.35 - 0.2)) + 0.35^2 = 0.57$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.57 + [0.57^2 - 0.35^2]^{0.5}} = 0.98$$

$$\Rightarrow \phi_y = 0.71 \text{ et } \phi_z = 0.57$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0.89 \text{ et } \chi_z = 0.98$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = 0.89$$

Calcul de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot Nsd}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ mais: } k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\text{mais: } \mu_y \leq 0,90$$

Avec: β_{My} : «facteur de moment uniforme équivalent »

Avec

$$W_{ply} = 804.3 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{ely} = 713.1 \text{ cm}^3$$

A.N

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 0.58 \times ((2 \times 1.3) - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -0.68$$

$$\mu_y = -0.68 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 + \frac{0.68 \times 33.37 \times 10^3}{0,89 \times 62.61 \times 10^2 \times 275} = 1.015 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\Rightarrow K_Y = 1,015$$

Vérification au flambement

$$0.89 \times \frac{33.37 \times 10^3}{1.1} + \frac{1.015 \times 34.6595 \times 10^6}{221.183 \times 10^6} = 0.199 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pas de risque de flambement

Vérification de déversement

On doit vérifier que

$$\frac{Nsd}{X_Z \times \frac{A \times F_y}{1.1}} + \frac{Klt \times Msdy}{Xlt \times Wply \times F_y} \leq 1$$

Elancement des éléments vis-vis au déversement : λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{K L / i_z}{\sqrt{c} \times \sqrt[4]{\left(\left(\frac{K}{KW} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{k \frac{Lf}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right)}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1050}{35.5}}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1050}{\frac{35.5}{330}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 27.44$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{27.44}{84.58} \sqrt{1} = 0.32$$

$$C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 27.44$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0.32$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2 \right]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0.21(0.32 - 0.2) + 0.32^2] = 0.56$$

Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2]^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + [0.56^2 - 0.32^2]^{0.5}} = 0.98$$

$$\chi_{LT} = 0.98$$

Donc : $\chi_{LT} = 0,98 < 1$

Calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{U_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times F_y}$$

$$U_{LT} = (0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt}) - 0.15 \leq 0.9 \quad \text{avec } \beta_{mlt} = 1.3$$

$$U_{LT} = (0.15 \times 0.35 \times 1.3) - 0.15 = -0.082 \leq 0.9$$

Alors

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.082 \times 33.37 \times 10^3}{0.98 \times 62.61 \times 10^2 \times 275} = 1$$

$$K_{LT} = 1$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \frac{A \times F_y}{1.1}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy}}{X_{lt} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{1.1}} \leq 1$$

$$0.98 \times \frac{33.37 \times 10^3}{62.61 \times 10^2 \times 275 \times 1.1} + \frac{1 \times 32.808 \times 10^6}{0.98 \times 804.3 \times 10^3 \times 275 \times 1.1} = 0.20 \leq 1$$

La résistance au déversement est vérifiée

Vérification au voilement

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 69\varepsilon = 63.48 \quad \text{avec : } \varepsilon = 0.92$$

D'où il n'y a pas le voilement par cisaillement.

II.3.7. Conclusion

Le profilé **IPE 330** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et l'instabilité donc on opte pour la traverse un **IPE 330**.

PARTIE II : BETON

II.4. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

Le pré dimensionnement de ces éléments se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence [2].

II.5.1. Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

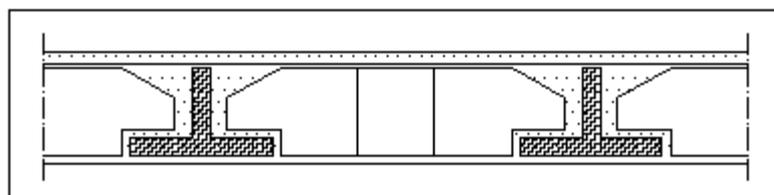


Figure. II.15. Plancher en corps creux

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots \text{art B.6.8.4.2.4. [2]}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{max} = 4,8 m \rightarrow 19.2 cm \leq e \leq 24 cm$$

On prend **(16+5) cm**.

II.5.2. Plancher en dalle pleine

-Le plus grand panneau a comme dimensions **lx = 1,9m , ly = 4,8m**

-L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a) Résistance au feu

e=7,0cm pour une heure de coupe de feu

e=11cm..... pour deux heures de coupe de feu

D'où : e = 11cm.

b) Isolation phonique

Selon les règles du **C.B.A.93** et pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : e=15cm.

c) Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée L_x=1,9 m

On aura donc : $\frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$ [cm].

Soit : $3.8 cm \leq e \leq 4.75 cm$ [cm]

Donc, on prend : e= 4.5 cm.

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être : e=max (11 ; 15 ; 4.5)

Donc : **e=15 cm**.

II.6. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste a déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.6.1. Plancher terrasse accessible

a. Charges permanentes :

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m³)	G(KN/m2)
Carrelag	2		0,50
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle de compression + corps creux			
Enduit en plâtre	16+5		2,85
Cloisons de distribution	2	10	0,20
	10		0,9
			ΣG=5,39KN/m²

b. Charge d'exploitation

Terrasse accessible $Q=1,5 \text{ kN/m}^2$

II 6.2. Plancher étages courants (1^{er} au 8^{eme} étage)

a. Charges permanentes

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m2)
Carrelag	2		0,50
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle de compression + corps creux			
Enduit en plâtre	16+5		2,85
Cloisons de distribution	2	10	0,20
	10		0,9
			$\Sigma G=5,39\text{KN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation

$Q=1,50\text{kN/m}^2$ (Habitation)

II.6.3. Plancher RDC (usage commercial)

a. Charges permanentes

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m2)
Carrelag	2		0,50
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle plein (15cm)			3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Cloisons de distribution	10		1
			$\Sigma G=6,39\text{KN/m}^2$

b. Charge d'exploitation (usage commercial)

$Q = 5,00 \text{ kN /m}^2$

II.6.4. Sous-sol

a. Charges permanentes

$G =6,39 \text{ kN /m}^2$

b. Charge d'exploitation : Garage et Parcs de Stationnement des voitures légères

$Q = 2,50 \text{ kN /m}^2$

II.6.5. Dalle pleine (balcon)

a. Charges permanentes

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m2)
Carrelag	2		0,50
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle plein (15cm)			3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Cloisons de distribution	10		0,90
			$\Sigma G=6,29\text{KN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation

$Q=3,5\text{kN/m}^2$

II.6.6. Maçonnerie**Mur extérieur à double cloison**

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit intérieur en plâtre	2	10	0,20
Briques creuses	10	9	0,90
Lame d'air	5		0,00
Briques creuses	15	9	1,35
Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
			$\Sigma G=2,81\text{KN/m}^2$

II.6.7. Toiture**a. Charges permanentes**

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1-Bacs d'acier ALTEO 35-1000	0,8		0,0819
2-Panneaux solaires hybrides SPRING	3,5	38,48	0,135
			$\Sigma G=0,217\text{KN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=1 \text{ kN/m}^2$$

II.7. PREDIMENSIONNEMENT**II.7.1. Les portiques**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.7.2 les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires)

a) Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales)

La longueur la plus défavorable est égale à $L= 5,30 \text{ m}$

Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules

BAEL 91 et vérifier selon le règlement **RPA99**.

Selon le BAEL

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

$$35,33 \leq h \leq 53 \text{ (cm)}$$

Avec ; L : la longueur de la poutre

$$\text{On choisit : } h= 45 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

$$\text{On choisit : } b=30 \text{ cm}$$

Vérification selon RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 45/30 = 1,5$$

Les conditions de RPA sont vérifiées

Alors on prend :

Poutres porteuses 30x45

b) Pré dimensionnement des poutres non porteuses (secondaires)

La longueur la plus défavorable est égale à $L = 4,80 \text{ m}$

Selon le BAEL91

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

$$32 \leq h \leq 48$$

On choisit : $h=40$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On choisit : $b=30$ cm

$$\text{Alors } \begin{cases} h=40 \text{ cm} \\ b=30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification selon RPA99

$$\begin{cases} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \implies 40/30 = 1,33$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend pour les

Poutres non porteuses : 30x40

- **Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [1]**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

f_{\max} : La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité déformé du béton armé ($E_{vj}=10818,87$ MPa).

a- Sens porteur (L= 5,30 m)

$$F^{adm} = \frac{L(\text{cm})}{1000} + 0,5 = 1,03 \text{ cm} ; \quad E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa} ; \quad I_b = 2,278 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- **Plancher terrasse + plancher courant**

$$q = G + Q = (5,39 \times 4,3 + 25 \times 0,3 \times 0,21) + 1,5 \times 4,3 = 31,20 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 1,3 \text{ cm} < F^{adm} = 1,03 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

On prend $h = 50$ cm et $b = 30$ cm $I_b = 3,125 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

$$q = G + Q = (5,39 \times 4,3 + 25 \times 0,30 \times 0,26) + 1,5 \times 4,3 = 31,58 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 0,96 \text{ cm} < F^{adm} = 1.03 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

b- Sens non porteur (L=4,80 m)

$$F^{adm} = \frac{L(cm)}{500} = 0,96 \text{ cm} \quad E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa} ; \quad I_b = 1,6.10^9 \text{ mm}^4$$

• **Plancher terrasse + plancher courant**

$$q = G + Q = (5,39 \times 4,7 + 25 \times 0,3 \times 0,16) + 1,5 \times 4,7 = 33,58 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 1,34 \text{ cm} < F^{adm} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non verifier}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$ $I_b = 2.278.10^9 \text{ mm}^4$

$$q = G + Q = (5,39 \times 4,7 + 25 \times 0,3 \times 0,21) + 1,5 \times 4,7 = 33,96 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 0,95 \text{ cm} < F^{adm} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte

- **Poutres porteuses** (b x h)= (30x50) cm²
- **Poutres secondaires** (b x h)= (30x45) cm²

II.7.3. Les poteaux

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [1] .
- Vérifier la section à ELS.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 » [2]}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

c. dimensionnement des poteaux

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0,9 \times \gamma_b) + (A \times f_c / \gamma_s)) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de : $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,70$)

B : aire totale de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (on prend $F_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

* Selon le «BAEL 91 modifié 99»

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,066 N_u$$

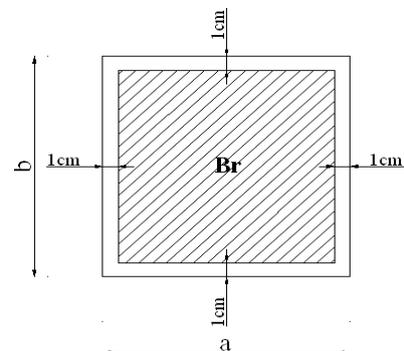


Figure. II.16. Section réduite du poteau

e. Le minimum requis par “ RPA99 version 2003 ” [1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$$

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

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

f. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q)

B : section de béton du poteau

A_s : section des armatures (A_s=1%B)

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On pré dimensionne 3types de poteaux. :

- ⎧ Poteau central.
- ⎧ Poteau intermédiaire.
- ⎧ Poteau d'angle.

a) poteau central

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S_1 = 19 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a.1) Niveau terrasse :

La surface inclinée qui reprend le poteau central

$$S = 5.77 \times 3.8 = 21.93 \text{ m}^2$$

$$5.77/1.05 = 5.5 \text{ pannes}$$

Les pannes IPE160 (G=15.8Kg/m)

L= 3.8 m (longuer de panne)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.158}{\cos 30} = 0.183 \text{ KN/ml}$$

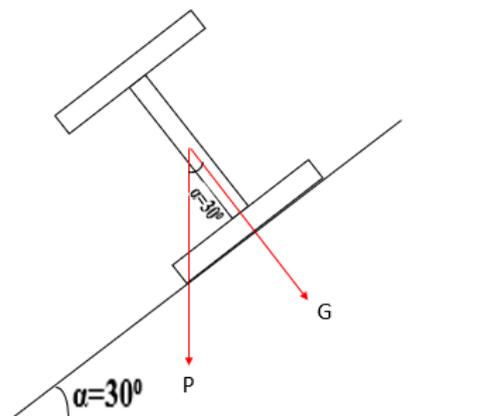
$$P = 0.695 \times 3.8 \times 5.5 = 14.53 \text{ KN}$$

Les traverses IPE330 (G= 49.1Kg/m)

L= 5.77 m (longuer de traverse)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.491}{\cos 30} = 0.567 \text{ KN/ml}$$

$$P = 3.272 \text{ KN}$$



Les panneaux solaires hybrides, Spring ($G = 22 \text{ Kg}$)Surface reprend le poteaux central $S = 21.93 \text{ m}^2$ Surface panneau solaire $S = 1.66 \text{ m}^2$

$$21.93/1.66 = 13.21$$

On prend 14 panneaux solaires sur une surface de 21.93 m^2

$$P = 0.22 \times 14 = 3.06 \text{ KN}$$

Bacs d'aciers ALTEO 35-1000 ($G = 8.19 \text{ Kg/m}^2$)Avec $S = 21.93 \text{ m}^2$

$$P = 0.0819 \times 21.93 = 1.797 \text{ KN}$$

Alors : $G = 22.66 \text{ KN}$ $Q = 21.93 \text{ KN}$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 0.4 = 0.9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 1.64 = 3.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.30 \times 5 = 18.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.30 \times 3.5 = 11.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 19 = 102.41 \text{ KN}$$

$$G = 170.75 \text{ KN}$$

$$Q = 50.43 \text{ KN}$$

a.2) Niveau étage courant

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.30 \times 5 = 18.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.5 = 11.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 19 = 102.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 2.61 = 5.87 \text{ KN}$$

$$G = 138.84 \text{ KN}$$

$$Q = 28.5 \text{ KN}$$

a.3) Niveau RDC

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.30 \times 5 = 18.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.30 \times 3.5 = 11.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 19 = 102.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.63 = 8.17 \text{ KN}$$

$$G = 141.14 \text{ KN}$$

$$Q = 28.5 \text{ KN}$$

a.4) Niveau sous-sol

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.30 \times 5 = 18.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.30 \times 3.5 = 11.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 6.39 \times 19 = 121.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.8 = 8.55 \text{ KN}$$

$$G = 160.52 \text{ KN}$$

$$Q = 95 \text{ KN}$$

b) poteau de rive

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S_1 = 10.64 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a.1) Niveau terrasse :

La surface inclinée qui reprend le poteau de rive

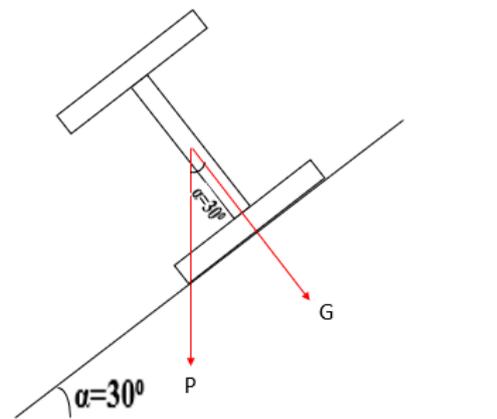
$$S = 3.8 \times 3.23 = 12.27 \text{ m}^2$$

$$3.23/1.05 = 3 \text{ pannes}$$

Les pannes IPE160 ($G = 15.8 \text{ Kg/m}$) $L = 3.8 \text{ m}$ (longueur de panne)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.158}{\cos 30} = 0.183 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.695 \times 3.8 \times 3 = 7.92 \text{ KN}$$



Les traverses IPE330 ($G = 49.1 \text{ Kg/m}$)

$L = 3.23 \text{ m}$ (longueur de traverse)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.491}{\cos 30} = 0.567 \text{ KN/ml}$$

$P = 1.83 \text{ KN}$

Les panneaux solaires hybrides, Spring ($G = 22 \text{ Kg}$)

Surface prend le poteau central $S = 12.27 \text{ m}^2$

Surface panneau solaire $S = 1.66 \text{ m}^2$

$$12.27 / 1.66 = 7.4$$

On prend 8 panneaux solaires sur une surface de 12.27 m^2

$$P = 0.22 \times 8 = 1.76 \text{ KN}$$

Bacs d'aciers ALTEO 35-1000 ($G = 8.19 \text{ Kg/m}^2$)

Avec $S = 12.27 \text{ m}^2$

$$P = 0.0819 \times 12.27 = 1 \text{ KN}$$

Alors : $G = 12.51 \text{ KN}$

$Q = 12.27 \text{ KN}$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.8 = 8.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau s}} = 25 \times 0.3^2 \times 1.65 = 3.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 \times 2 = 21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.8 \times 2 = 25.65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 10.64 = 57.35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maçonnerie}} = 2.81 \times 3.8 \times 5.5 = 58.73 \text{ KN}$$

$$G = 187.51 \text{ KN}$$

$Q = 28.23 \text{ KN}$

a.2) Niveau étage courant

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.8 = 12.83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 10.64 = 57.35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 2.61 = 5.87 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maçonnerie}} = 2.81 \times 3.8 \times 2.61 = 27.87 \text{ KN}$$

$$G = 114.42 \text{ KN}$$

$Q = 15.96 \text{ KN}$

a.3) Niveau RDC

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.8 = 12.83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 10.64 = 57.35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.63 = 8.17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maçonnerie}} = 2.81 \times 3.8 \times 3.63 = 38.76 \text{ KN}$$

$$G = 127.61 \text{ KN}$$

$Q = 15.96 \text{ KN}$

a.4) Niveau sous-sol

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.8 = 12.83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 6.39 \times 10.64 = 78.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.8 = 8.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maçonnerie}} = 2.81 \times 3.8 \times 3.8 = 40.58 \text{ KN}$$

$$G = 150.87 \text{ KN}$$

$Q = 53.2 \text{ KN}$

c) poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S_1 = 4.48 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

a.1) Niveau terrasse

La surface incliné qui reprend le poteau d'angle

$$S = 3.23 \times 1.6 = 5.17 \text{ m}^2$$

$$3.23/1.05 = 3 \text{ pannes}$$

Les pannes IPE160 (G=15.8Kg/m)

L= 1.6 m (longuer de panne)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.158}{\cos 30} = 0.183 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.695 \times 1.6 \times 3 = 3.34 \text{ KN}$$

Les traverses IPE330 (G= 49.1Kg/m)

L= 3.23 m (longuer de traverse)

$$P = \frac{G}{\cos 30} = \frac{0.491}{\cos 30} = 0.567 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.83 \text{ KN}$$

Les panneaux solaires hybrides, Spring (G =22 Kg)

Surface reprend le poteaux central S=5.17 m²

Surface panneau solaire S=1.66 m²

$$5.17/1.66 = 3.11$$

On prend 4 panneaux solaires sur une surface de 5.17 m²

$$P = 0.22 \times 4 = 0.88 \text{ KN}$$

Bacs d'aciers ALTEO 35-1000 (G =8.19 Kg/m²)

Avec S= 5.17 m²

$$P = 0.0819 \times 5.17 = 0.43 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } G = 6.48 \text{ KN}$$

$$Q = 5.17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.8 = 8.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 1.65 = 3.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 \times 2 = 21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.6 \times 2 = 10.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 4.48 = 24.15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maconnerie}} = 2.81 \times 4.4 \times 5.5 = 68 \text{ KN}$$

$$G = 142.7 \text{ KN}$$

$$Q = 11.89 \text{ KN}$$

a.2) Niveau étage courant

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.6 = 5.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 4.48 = 24.15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 2.61 = 5.87 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maconnerie}} = 2.81 \times 4.4 \times 2.61 = 32.27 \text{ KN}$$

$$G = 78.19 \text{ KN}$$

$$Q = 6.72 \text{ KN}$$

a.3) Niveau RDC

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.6 = 5.4 \text{ KN}$$

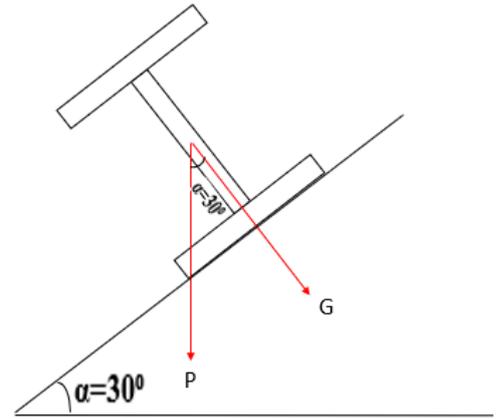
$$G_{\text{plancher}} = 5.39 \times 4.48 = 24.15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times 0.3^2 \times 3.63 = 8.17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{maconnerie}} = 2.81 \times 4.4 \times 3.63 = 44.88 \text{ KN}$$

$$G = 93.1 \text{ KN}$$

$$Q = 6.72 \text{ KN}$$



a.4) Niveau sous-sol

$$G_{poutre p} = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.8 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{poutre s} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.6 = 5.4 \text{ KN}$$

$$G_{plancher} = 6.39 \times 4.48 = 28.63 \text{ KN}$$

$$G_{poteau} = 25 \times 0.3^2 \times 3.8 = 8.55 \text{ KN}$$

$$G_{maconnerie} = 2.81 \times 4.4 \times 3.8 = 46.98 \text{ KN}$$

$$G = 100.06 \text{ KN}$$

$$Q = 22.4 \text{ KN}$$

d) Dégression des charges d'exploitations

Tableau. II.23. Dégression des surcharges

Niveau des planters	Surcharge	Σ surcharge	Σsurcharge (kN/m ²)
P8	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	2.5
P7	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	4
P6	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	5.35
P5	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	6.55
P4	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	7.6
P3	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	8.5
P2	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	9.25
P1	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,714 (Q ₁ +.....+Q ₇)	9.99
P RDC	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	10.74
P s-sol	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	13.84

• Choix des sections des poteaux centraux

Tableau. II.24. Choix des sections des poteaux centraux

Niv	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br(cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	Ob
P8	170.75	50.43	306.16	202	16.21	30×30	30×30	221.18	2.14	OK
P7	309.59	78.93	536.34	354	20.81	30×30	30×30	388.52	3.75	OK
P6	448.43	107.43	766.53	505.9	24.49	30×30	30×30	555.86	5.37	OK
P5	587.27	135.93	996.70	657.82	27.65	30×30	35×35	723.2	5.13	OK
P4	726.11	164.43	1226.89	809.75	30.45	30×30	35×35	890.54	6.32	OK
P3	864.95	192.93	1457.08	961.67	33.01	30×30	35×35	1057.88	7.5	OK
P2	1003.79	221.43	1687.26	1113.6	35.37	30×30	40×40	1225.22	6.66	OK
P1	1142.63	249.93	1917.44	1265.51	37.57	30×30	40×40	1392.56	7.57	OK
P.RC	1283.77	278.43	2150.73	1419.48	39.68	30×30	45×45	1562.2	6.7	OK
P s-sol	1444.29	373.43	2509.94	1656.56	42.70	30×30	45×45	1817.72	7.8	OK

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Exemple de calcul

P8

Pour le 8^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_G = 170.75 \text{ kN} \\ N_Q = 50.43 \text{ kN} \end{cases}$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 306.16 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Br &\geq 0,066 N_u [MN] \\ Br &= 2.02 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1621 \text{ m}$$

$$a=b=16.21 \text{ cm}$$

Le choix: **a=b=30 cm**

• **Vérification de la section à l'ELS**

$$N_{ser8} = N_{G8} + N_Q = 221.18 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}, \quad B = (axb)$$

$$\sigma_{ser} = 2.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Choix des sections des poteaux de rives**

Tableau. II.25. Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Obs.
P8	187.51	28.23	295.48	195.02	15.96	30×30	30×30	215.74	2.08	OK
P7	301.93	44.19	473.89	312.76	19.68	30×30	30×30	346.12	3.34	OK
P6	416.35	60.15	652.3	430.52	22.74	30×30	30×30	476.5	4.60	OK
P5	530.77	76.11	830.70	548.3	25.41	30×30	30×30	606.88	5.86	OK
P4	645.19	92.07	1009.11	666.02	27.80	30×30	30×30	737.26	7.12	OK
P3	759.61	108.03	1187.51	783.76	29.99	30×30	35×35	867.64	6.16	OK
P2	874.03	123.99	1365.93	901.51	32.03	30×30	35×35	998.02	7.08	OK
P1	988.45	139.95	1544.33	1019.26	33.92	30×30	35×35	1128.4	8.00	OK
P RDC	1116.06	155.91	1740.55	1148.76	35.89	30×30	40×40	1271.97	6.91	OK
P s-sol	1266.93	209.11	2024.02	1335.85	38.54	30×30	40×40	1476.04	8.02	OK

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

P8

Pour le 8^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_G = 187.51 \text{ kN} \\ N_Q = 28.23 \text{ kN} \end{cases}$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 295.48 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Br &\geq 0,066 N_u [MN] \\ Br &= 1.95 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1596 \text{ m}$$

$$a=b=15.96 \text{ cm}$$

Le choix: **a=b=30 cm**

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser8} = N_{G8} + N_{Q8} = 215.74 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}, \quad B = (axb)$$

$$\sigma_{ser} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• Choix des sections des poteaux d'angle

Tableau. II.26. Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Obs.
P8	142.7	11.89	210.48	138.92	13.78	30×30	30×30	154.59	1.49	OK
P7	220.89	18.61	326.11	215.23	16.67	30×30	30×30	239.5	2.31	OK
P6	299.08	25.33	441.75	291.55	19.08	30×30	30×30	317.69	3.07	OK
P5	377.27	32.05	557.38	367.87	21.18	30×30	30×30	409.32	3.95	OK
P4	455.46	38.77	670.03	444.20	23.08	30×30	30×30	494.23	4.78	OK
P3	533.65	45.49	788.66	520.51	24.81	30×30	30×30	579.14	5.59	OK
P2	611.84	52.21	904.29	596.84	26.43	30×30	30×30	664.05	6.42	OK
P1	690.03	58.93	1019.93	673.15	27.94	30×30	35×35	748.96	5.32	OK
P RDC	783.13	65.65	1155.7	762.76	29.62	30×30	35×35	848.78	6.03	OK
P s-sol	883.19	88.05	1324.38	874.09	31.56	30×30	35×35	971.24	6.9	OK

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

P8

Pour le 8^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_G = 142.7 \text{ kN} \\ N_Q = 11.89 \text{ kN} \end{cases}$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 210.48 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066N_u [\text{MN}]$$

$$Br = 1.389 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1378 \text{ m}$$

$$a=b=13.78 \text{ cm}$$

Le choix: **a=b=30 cm**

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser8} = N_{G8} + N_{Q8} = 154.59 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}, \quad B = (axb)$$

$$\sigma_{ser} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• Choix des sections des poteaux

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau. II.27. Coffrages des poteaux par étage

Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
T	30×30
8 ^{eme}	30×30
7 ^{eme}	30×30
6 ^{eme}	30×30
5 ^{eme}	35×35
4 ^{eme}	35×35
3 ^{eme}	35×35
2 ^{eme}	40×40
1 ^{er}	40×40
RDC	45×45
S-SOL	45×45

II.7.4. Les voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

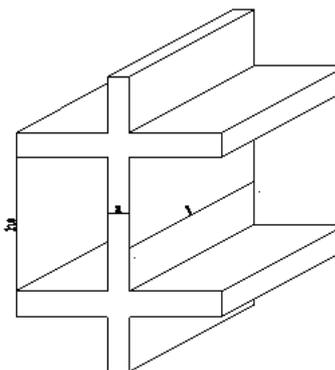


Figure. II.17. Coupe de voile en élévation

D'après le « RPA 99 version 2003 », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

Pour les étages courant H=3,06 m :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61\text{m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 13,05 \text{ cm}$$

Pour le RDC H= 4.08 m :

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63\text{m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 18,15 \text{ cm}$$

Pour le sous-sol H= 4.25 m :

$$h_e = 4,25 - 0,45 = 3,8 \text{ m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 19 \text{ cm}$$

D'après le « RPA 99 version 2003 »: $a_{\min} = 15\text{cm}$

On prend : $a = 20\text{cm}$

$$a = 20\text{cm} > a_{\min} = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion

On opte une section épaisseur $e = 20$ cm pour tous les voiles du bâtiment.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers élastiques sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré complémentaiement par un faux plafond à l'un revêtement de sol approprié.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et une dalle pleine.

III.2 PLANCHER CORPS CREUX

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (16 + 5) cm. Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression. Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

III.2.1 Poutrelles

Les poutrelles de notre structure sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression.

Prédimensionnement des poutrelles

h_t : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{510}{25} \leq h \leq \frac{510}{20}$$

$$\Rightarrow 20.4 \leq h \leq 25.5cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 10cm \\ c = \frac{b-b_0}{2} = 27,5cm \end{cases}$$

$b_0 = (0,3 \div 0,5) h_t \rightarrow b_0 = (6,3cm \div 10,5cm)$ On prendra $b_0 = 10cm$

Ferraillage des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression

Poutrelle de travée L= 3,20m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

-Son poids propre, poids du corps creux et surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle..... $0,1 \times 0,05 \times 25 = 0,125kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$

G=1,945kN/ml

➤ **Charges d'exploitation**

$Q=1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges

E.L.U $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.60kN/ml$

E.L.S $q_{ser} = G + Q = 2.595kN/ml$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,60 \times (3,20)^2}{8} = 4,608 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,595 \times (3,20)^2}{8} = 3,322 \text{ kNm}$$

Calcul du ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l’E.L. U

$M_u=4,608 \text{ kNm}$; $b=10 \text{ cm}$; $d=0,9h_0=4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ Mpa}$

D’après l’organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,605 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu’elles fléchissent.

* **2^{ème} étape** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en “Té”

Evaluation des charges et surcharges

❖ **Plancher terrasse**

Charge permanentes : $G=5.39 \times 0,65=3.504 \text{ kN/ml}$

Surcharges d’exploitation $Q=1.5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges :

E.L.U $q_u=1,35G+1,5Q=6,193 \text{ kN/ml}$

E.L.S $q_{ser}=G+Q=4,479 \text{ kN/ml}$

Remarque : nous avons les mêmes charges pour la terrasse et les étages courant.

Calcul des efforts internes

On vérifie d’abord avec la méthode forfaitaire.

- Principe de la méthode forfaitaire

Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles

- Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

Terrasse : $Q_{ters} \leq \min(2G_{ters}; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,78; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{CV}$

Etage courant : $Q_{EC} \leq \min(2G_{ters}; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,78; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{CV}$

RDC : $Q_{RDC} \leq \min(2G_{ters}; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12,78; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{CV}$

Travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7
	3,20 m	3,5 m	4,10 m	5,1 m	4,10 m	3,5 m	3,2 m
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	0,91	0,85	0,80	1,24	1,17	1,09	

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les moments d’inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V

La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

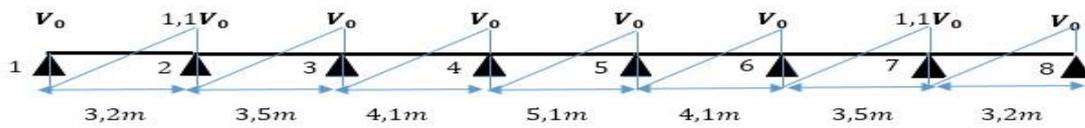


Figure III.1. Effort tranchant sur appuis

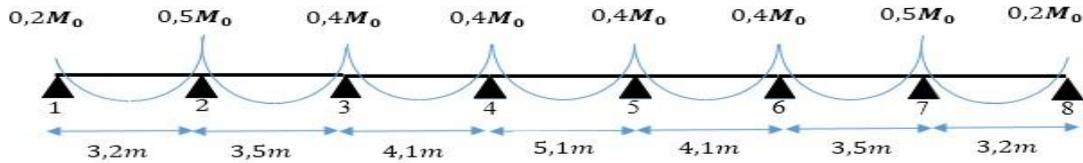


Figure III.2. Moment fléchissant sur appuis

Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU)

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = 0,132$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$$

Tableau III.1. Evaluation des moments de plancher terrasse ELU

Travée (m)	3, 2		3, 5		4, 1		5, 1		4, 1		3, 5		3, 2	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
$M_0(KN.m)$	7,927		9,483		13,013		20,134		13,013		9,483		7,927	
$M_a(KN.m)$	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	1,58	4,742	4,74	5,205	5,20	8,053	8,05	8,053	8,05	5,205	5,20	4,742	4,742	1,585
$M_t(KN.m)$	4,913		4,929		6,764		10,465		6,764		4,929		4,913	
M_{tcond1}	5,159		4,98		7,035		13,087		7,035		4,98		5,159	

Les moments max à ELU sont $M_{t(max)}=13,087KN.m$ $M_{a(max)}=8,053KN.m$

Tableau III.2. Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU

Travée (m)	3, 2		3, 5		4, 1		5, 1		4, 1		3, 5		3, 2	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
$V_0(KN)$	9,908		10,837		12,696		15,792		12,696		10,837		9,908	
$V_a(KN)$	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0							
	9,908	10,898	11,920	10,837	12,696	12,696	15,792	15,792	12,696	12,696	10,837	11,920	10,898	9,908

Donc $V_{a(max)}=15,792KN$ Calcul les moments (ELS)

Tableau III.3. Evaluation des moments de plancher terrasse ELS

Travée (m)	3, 2		3, 5		4, 1		5, 1		4, 1		3, 5		3, 2	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
$M_0(KN.m)$	5,733		6,858		9,411		14,562		9,411		6,858		5,733	
$M_a(KN.m)$	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	1,146	3,429	3,429	3,764	3,764	5,825	5,825	5,825	5,825	3,764	3,764	3,429	3,429	1,146
$M_t(KN.m)$	3,553		3,564		4,892		7,569		4,892		3,564		3,553	
M_{tcond1}	3,732		3,604		5,087		9,465		5,087		3,604		3,732	

Les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)}=9,465KN.m \quad M_{a(max)}=5,825KN.m$$

Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U $M_{tu}^{max} = 13,087kNm$, $M_{au}^{max} = 8,053kNm$, $T_u^{max} = 15,798 kN$

E.L.S $M_{tser}^{max} = 9,465kNm$, $M_{aser}^{max} = 5,825kNm$

Ferrailage en travée

$h=21cm$; $h_0=5cm$; $b=60cm$; $b_0=10cm$; $d=0,9h=18,9cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=400MPa$; $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 69,716kNm$$

On a: $M_{tu}=13,087kNm < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.4. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
13,087	0,043	Oui	0	0,054	18,491	Oui	10‰	348	2,034

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 2,034cm^2 ; 1,36cm^2 \} = 2,034cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s=2,36cm^2$)

Ferrailage sur appuis

On a: $M_{au}^{max}=9,465kNm < M_{tab}=69,716kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau.III.5. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
9,465	0,031	Oui	0	0,039	18,60	Non	7,47	348	1,46

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22cm^2$$

$$A_s = 1,46cm^2 > A_s^{min} = 0,22cm^2$$

Choix : 2T10 ($A_s=1,57cm^2$)

Vérifications

Effort tranchant : Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=15,792kN$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- Tel que

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \right\} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,845MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

Appuis de rives

Vérification de la compression du béton [2]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=15,792kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,792.10^3}{0,9 \times 100 \times 189} = 0,928MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [2]

$$A_s = 1,57cm^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,45cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

Vérification de la contrainte de compression [2]

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0 d} = \frac{15,792.10^3}{0,9 \times 100 \times 189} = 0,928MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [2]

$$A_s = 1,57cm^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,77 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'E.L. S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton [2]

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=10\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 y \frac{h_0^2}{2} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

Tableau.III.6. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,465	2,034	0	4,50	11492,199	3,705	Vérifiée
Appuis	5,825	1,57	0	3,949	8912,048	2,580	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec: $h=21\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=4,80\text{m}$; $M_{tser}=9,465\text{kNm}$; $M_0=14,56\text{kNm}$; $A_s=2,034\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

- $\frac{h}{L} = 0,0437 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non}_\text{ vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,010 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{non}_\text{ vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,0437 < 0,108 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,96\text{cm}$ ($L < 5\text{m}$)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [2]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [2]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.7. Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,465	2,034	14,69	0,0161	163,62	2,64	1.059	0,4723	52863,651	51703,279	35238,541

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,13 \text{ cm} \quad (L = 4,80m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,577 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,446 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ « BAEI 91 modifié 99 » [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• « RPA 99 version 2003 » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec $\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$ ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1\text{cm}) = 0,6\text{cm}$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc - Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 4,93 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,197 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

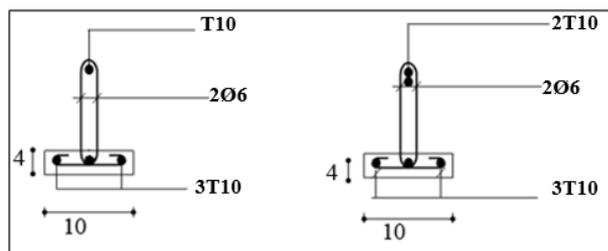


Figure III.3. Ferrailage des poutrelles sur les différents étages.

III.2.2 Ferrailages de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles et 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

Si :

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles. $A_2 = A_1/2$

On a : $L_1=60 \text{ cm}$ $f_e=400 \text{ MPa}$ quadrillage de T.S.520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 5T6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

▪ **Armatures de répartition**

Les armatures de répartition A_r doivent vérifiées

$$\frac{A_1}{4} \leq A_r \leq \frac{A_1}{2} \quad 0,35 \leq A_r \leq 0,71$$

On prend 4T6 $\rightarrow A_r=1,13 \text{ cm}^2$ et $S_t=25 \text{ cm}$.

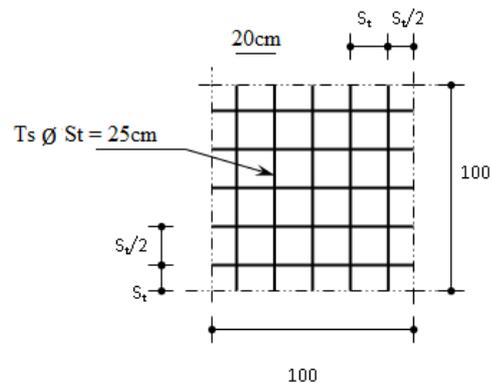


Figure III.4. Ferrailage de la dalle de compression

III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

La dalle pleine est un élément généralement horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à dimensions en longueur et largeur, elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constituées par des poutres, poutrelle ou murs.

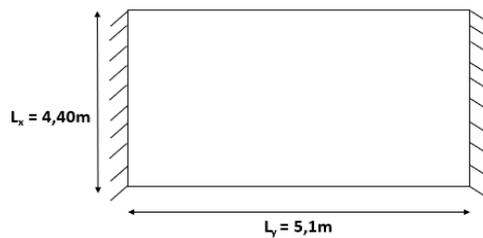


Figure III.5. Schéma de la dalle pleine.

III.3.1. Dalle pleine de R.D.C

Le plancher commerce (R.D.C) est exécuté dans sa totalité en dalle pleine.

Les charges appliquées sur la dalle du RDC sont : $G=6,64 \text{ kN/m}^2$ et $Q=5 \text{ kN/m}^2$

Evaluation des charges

$$G=6,64 \text{ kN/m}^2 \quad Q=5,00 \text{ kN/m}^2.$$

ELU

$$q_u=1,35G+1,5Q=16,46 \text{ kN/m}^2$$

ELS

$q_{ser}=G+Q=11,64 \text{ kN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{5,1} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

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

μ_x et μ_y sont donnés par l’abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15,805 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 11,145 \text{ kNm}$

- **Moments en travées**

$M_{tx} = 0,95 M_x = 15,014 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 8,359 \text{ kNm}$

- **Moments sur appuis**

$M_{ax} = 0,3 M_x = 4,742 \text{ kNm}$

$M_{ay} = 0,5 M_y = 5,573 \text{ kNm}$

$M_a = \text{Max} (M_{ax}, M_{ay}) = 5,573 \text{ kNm}$

Ferraillage de la dalle

$b=100\text{cm} ; h=15 \text{ cm} ; d=0,9h=13,5\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.8. Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,014	0,0581	0	0,075	13,14	2,86	4T10	3,14	25
	y-y	8,359	0,0324	0	0,041	13,25	2,05	4T10	3,14	20
Appuis	x-x	5,573	0,0215	0	0,027	13,29	1,70	4T8	2,01	25
	y-y									

Espacement

Travée Sens x-x $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Appuis Sens x-x $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Condition de non fragilité

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$ $h=e= 15 \text{ cm}$ $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,36cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,862 \end{cases}$

Travée

- Sens x-x : $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,36cm^2$ Vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2$ vérifiée

Appuis

- Sens x-x : $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,36cm^2$ vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2$ vérifiée

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,46 \times 4,40 \times 5,1}{2 \times 4,40 + 5,1} = 26,57kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,14kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 26,57kN$$

$$\tau_u = \frac{26,57 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,196MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots Vérifier$$

Vérification à l'ELS

Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \left\{ M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 11,18kNm \right. \\ \mu_y = 0,7052 \left\{ M_y = \mu_y M_x = 7,88kNm \right. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,95 M_x = 10,62 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 5,91 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 5,59 Nm \end{cases}$$

Vérification des contraintes

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	10,62	3,14	4,068	6327,37	6,109	15	OK
	y-y	5,91	2,01	3,170	4279,10	4,962		
Appuis	x-x	5,59	2,01	3,170	4279,10	3,519	15	OK
	y-y							

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 : [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,034 > 0,0425 \dots \dots \dots \text{Non - vérifier} \\ 0,034 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Non - vérifier} \\ 2,33 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que : $f^{adm} = L/500 < f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$ $f^{adm} = 4400/500 = 8,80 \text{ mm}$

$f_{max} = \frac{5 \times 11,64 \times 4400^4}{384 \times 1081886 \times 2,81 \times 10^8} \equiv 18,68 \text{ mm}$ On prend **e = 20 cm**

$f_{max} = \frac{5 \times 11,64 \times 4400^4}{384 \times 1081886 \times 6,66 \times 10^8} \equiv 7,88 \text{ mm}$ Donc la flèche est vérifiée.

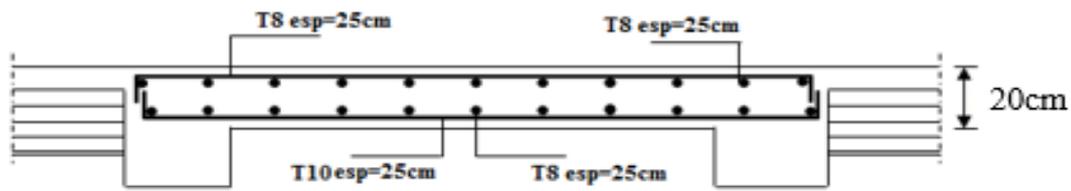


Figure III.6. Ferrailage du plancher commerce.

III.3.2. Calcul des balcons

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est réalisé en dalle pleine encastree dans la poutre, entouré d'une rampe ou un mur de protection ; il est assimilé à une console qui dépasse de la façade du bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- Une charge d'exploitation.
- Une Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur avec **e = 15cm** pour la plus grande portée **l = 1,30m**

Evaluation des charges

Charges permanentes et charges d'exploitation (G, Q)

$G \times 1m = 6,29 \times 1 = 6,29 \text{ kN/m}$, $Q = 3,5 \text{ kN/m}$ Donc $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,74 \text{ kN/m}$

Charge concentrée F

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques creuses de 1m de hauteur

Poids propre du mur en brique creuses

$F = (0,36 \times 2) + 0,90 = 1,62 \text{ KN}$.

D'où $F_u = 1,35F = 2,19 \text{ KN}$

Moment dû à la main courante (M_{mc})

$M_{mc} = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ kN} \rightarrow M^U_{mc} = 1,5 \text{ kN.m}$

Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} - F_u \cdot l - M_{mc}^u = -15,95 \text{ kN.m} \quad T_{\max} = Q_u \cdot l + F_u = 20,05 \text{ kN}$$

$M_{mc} = 1,5 \text{ kN}$

Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm²

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.10. Ferrailage du balcon

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)	esp (cm)
15,95	0,061	OUI	0	0,078	13,08	3,50	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ cm et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ cm et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Espacement vérifié}$$

Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_s}{2} \quad 0,98 \leq A_{rep} \leq 1,97 \quad \text{On prend } 5T8 = 2,5 \text{ cm}$$

Vérifications

Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ choisie} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} < \tau_u$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{20,05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$. Alors : $\tau_u^{\max} < \tau_u \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Vérification vis-à-vis de l'ELS

Vérification des contraintes

La fissuration est préjudiciable ; il faut que

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec: $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e) ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
11,87	3,93	3,57	8420	5,03	Vérifié	22.39	OK

Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625$ vérifié
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq 0,0105$ vérifié
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1$ vérifié

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

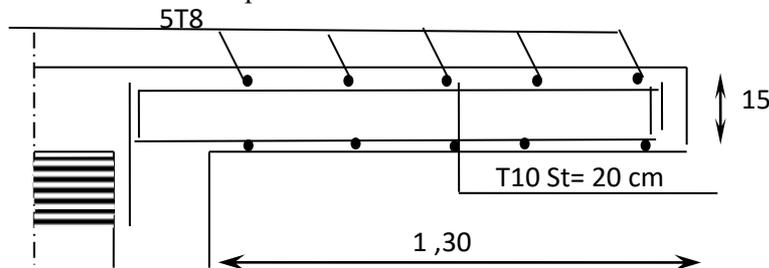


Figure III.7. Ferrailage de balcon

NB : Le balcon est ferrailé par une double nappe d'armatures pour reprendre un éventuel soulèvement lors d'un séisme.

III.3.3. Etude de la dalle machine

III.3.3.1. Introduction :

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble, la présence d'un ascenseur est nécessaire. La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids. La surface de la cabine est $S = 1.80 \times 2.00 = 3.60 \text{ m}^2$ pouvant :

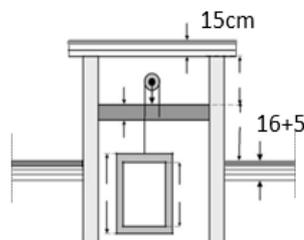


Figure III.8. : Coupe verticale de l'ascenseur.

III.3.4. Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{200}{30} = 6,67 \text{ cm}$$

Selon l'exigence de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_t \geq 12$ cm, donc on opte à : $h_t = 15$ cm.

Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m²
 - Poids propre de la dalle..... $0,15 \times 25 = 3,75$ kN/m²
- G=56,25 kN/m²**

b. Surcharge d'exploitation

Q=1,00 kN/m²

Combinaison des charges

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438$ kN/m²

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25$ kN/m²

Calcul des efforts [1]

Le calcul d'efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » $0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 < 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

* $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

* $M_y = \mu_y M_x$

E.L.U $\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \Rightarrow M_x = 14,12 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7634 \Rightarrow M_y = 10,78 \text{ kNm} \end{cases}$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0.85 dans le sens de la petite portée en travée.
- 0.75 dans le sens de la grande portée en travée.
- 0.5 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs.

• Moments en travées

$M_{tx} = 0,75 M_x = 10,59$ kNm

$M_{ty} = 0,75 M_y = 8,085$ kNm

• Moments sur appuis

$M_{ax} = 0,5 M_x = 7,06$ kNm

$M_{ay} = 0,5 M_y = 5,39$ kNm

$M_a = \text{Max} (M_{ax}, M_{ay}) = 7,06$ kNm

Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

Ferraillage en travée

Dans le sens « L_x »

On a: b=100 cm; h=15cm; d=0,9h=13,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa

Tableau.III.12. Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_x)

M _{tx} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
10,59	0,0410	0	0,0523	13,22	2,30	5T8	2,51

Espacement

$Esp = \frac{100}{5} = 20$ cm < Min(3h; 33cm) = 33cm.....vérifiée

Dans le sens « L_y »

On a : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.13. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M_{ty} (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
8,059	0,0313	0	0,0397	13,28	1,74	5T8	2,51

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Ferrailage sur appuis

On a : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.14. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M_a (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
7,06	0,0273	0	0,0346	13,31	1,52	5T8	2,51

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 49,78\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 46,46\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 49,78\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{49,78 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,368\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à L'E.L. S

Vérification des contraintes

- Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa}$

$\eta=1,6$ pour HA ; $f_e=400\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,90 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \Rightarrow M_x = 8,46 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7636 \Rightarrow M_y = 6,46 \text{ kNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 6,345 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,845 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} (0,5 M_x; 0,5 M_y) = 4,23 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau.III.15. Vérification des contraintes de la dalle

		M_t (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_s^{σs} (MPa)	σ_s ≤ σ̄_s
Travée	(x-x)	6,345	2,51	4,509	15242,165	2,127	Vérifiée	13,57	Vérifiée
	(y-y)	4,845	2,51	4,509	15242,165	1,624		10,36	
Appuis		4,23	2,51	4,509	15242,165	0,750		4,79	

Vérification de la condition de non fragilité [3]

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b h = 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 b h = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,90 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis : A_x = 2,51 cm²/ml > 1,26 cm² vérifiée

En travée : A_x = 2,51 cm²/ml > 1,26 cm² vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : A_y = 2,51 cm²/ml > 1,2 cm² vérifiée

En travée : A_x = 2,51 cm²/ml > 1,2 cm² vérifiée

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 :

$$\text{D'après [3]} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,083 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,083 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,859 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4 LES ESCALIERS

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

III.4.2 Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins (figure III.9).

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour notre construction, les escaliers sont droits à trois volées (figure III.10).

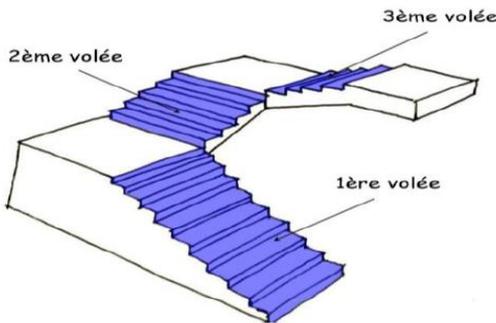


Figure III.10. Schéma d'escalier de trois volées

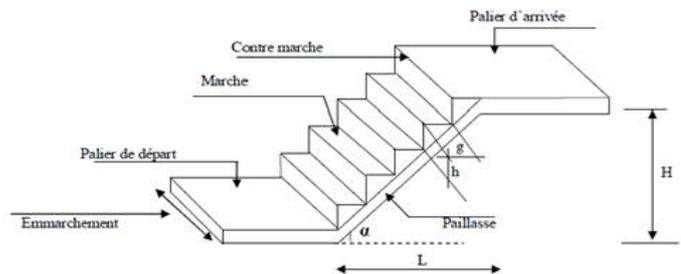


Figure III.9. Constituants d'un escalier

III.4.3 Caractéristiques Géométriques

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1) g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=136cm ; L=250cm

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution

$n_1 = 0,53$ refusée.

$n_2 = 9$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$
- le nombre des marches $n - 1 = 8$

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m \rightarrow \text{en prend } h = 17cm$$

Alors

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30m = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,2 = 4,05m$$

Donc :

$$13,5 \leq e \leq 20,25cm$$

On prend donc l'épaisseur $e = 16cm$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

Évaluation des charges :

a. Le Palier

Charges permanentes

Désignations de l'élément	$\rho(KN/m^3)$	Ep(m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Paillasse	25	0,16	4
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Σ			5,8

1. Charge d'exploitation : $Q_1=2,50\text{KN/m}^2$

b. Paillasse

1. Charges permanentes

Désignations de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	G (KN/m ²)
Paillasse	25	$0,16/\cos \alpha$	4,74
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Marche	25	$0,17/2$	2,125
Garde-corps			0,6
Enduit en ciment	18	$0,02/\cos \alpha$	0,427
Σ			8,79

2. Charge d'exploitation : $Q_1=2,50\text{KN/m}^2$

III.4.4. Ferrailages des volées

Tableau III.16. Combinaison des charges

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palier	5,80	2,5	11,58	8,30
Paillasse	8,79	2,5	15,61	11,29

III.4.5. Sollicitations et ferrailage volée 1 et 3

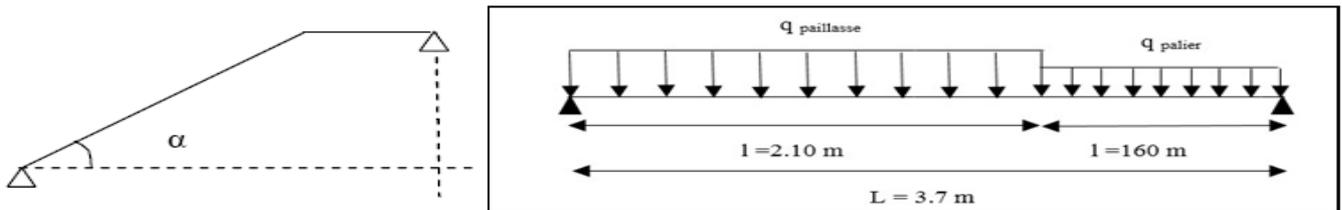


Figure III.11. Schéma statique de la 1^{er} et 3^{ème} volée.

Sollicitations

q_e : charge équivalente ; $q_e = \frac{\Sigma(q_i \cdot l_i)}{L}$

M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum ; $M_{max} = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; $M_t \approx 0,85 M_{max}$

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; $M_a \approx 0,50 M_{max}$

T : Effort tranchant en appuis ; $T = \frac{q_e \cdot L}{2}$

Tableau III.17. Sollicitations de calcul pour la 1ere et 3eme Volée

Combinaison	q_e	M_{max} (KN.m)	M_t	M_a	T_{Max} (KN)
ELU	13,53	23,15	19,68	11,58	25,03
ELS	10,00	17,11	14,54	8,56	18,5

Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 14,4 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Tableau III.18. Calcul du ferrailage

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As	Le choix	As ^{adopté}
Travée	19.68	0.067	0.087	13.89	0	4.07	4T12	4.52
Appui	11.58	0.039	0.049	14.11	0	2.35	4T10	3.14

• **Espacement**

En travée : $St = 100/5 = 20\text{cm}$ on prend esp=20cm

Sur appui : $St = 100/5 = 20\text{cm}$ on prend esp=20cm

• **Armatures de répartition**

Travée : $As/4 \leq Ar \leq As/2 \Rightarrow 1.13 \leq Ar \leq 2.26$

On prend : 3T10 avec $Ar = 2.36\text{ cm}^2$ et un espacement de $St = 100 / 3 = 33\text{ cm}$

Sur appui : $As/4 \leq Ar \leq As/2 \Rightarrow 0.78 \leq Ar \leq 1.57$

On prend : 3T10 avec $Ar = 2.36\text{ cm}^2$ et un espacement : $St = 100 / 3 = 33\text{ cm}$

Vérification

a) Condition de non fragilité

$$As \geq As_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / fe = 0,23 \times 1000 \times 144 \times 2,1 / 400 = 1,73\text{cm}^2$$

En travée : $As = 4,52\text{ cm}^2 > As_{\min}$ Vérifié

Sur appui : $As = 3,14\text{ cm}^2 > As_{\min}$ Vérifié

Vérification de L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2.5\text{MPa}$$

$$T_u = 25.03\text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{25.03 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0.17\text{MPa}$$

$\Rightarrow 0.17\text{MPa} < 2.5\text{ MPa}$ vérifié

On doit aussi vérifier en zone d'appui

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition}$$

suivante : $As \geq (T_u + M_u / 0,9) \gamma_s / fe$

$$\text{Dans notre cas } T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 25.03 - 11.58 / (0,9) (0,144) = - 64.32 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n As (d - y) = 0$$

Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n As (d - y)^2$$

Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

Tableau III.19. Vérification des contraintes

	Sur appui	En travée
M_{ser} (kN. m)	8.56	14.54
A_s (cm²)	3.14	4.52
d (cm)	14,4	14,4
Y (cm)	4.61	5.66
I (cm⁴)	11710.39	16368.33
σ_b (MPa)	3.48	5.19
σ_b (MPa)	15	15
Observation	OK	OK

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,16 / 3.70 = 0,043 \leq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 4.52 / (100) (14,4) \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0031 < 0,0105 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,043 < 0,084 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

- Détermination de Y

$$Y = \frac{b \cdot h_0^2 \cdot \frac{1}{2} + 15 A_s \cdot d}{b \cdot h_0 + 15 \cdot A_s}$$

Moment d'inertie fictif : d'après le BAEL 91[2].

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{Avec} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \delta} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{d A_s}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \text{ As : section des armatures tendues.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit

Tableau III.20. Récapitulatif de Calcul

M _{Ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{Fi} (cm ⁴)	I _{Fv} (cm ⁴)
14.54	4.52	0,00251	261,43	8.366	3.346	0.222	16368.33	27281.44	44726.54

Les résultats de Calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit

Tableau III.21: Récapitulatif de la vérification des flèches

f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	Δf (cm)	Observation
0.469	0.858	0.389	0.94	Vérifié

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

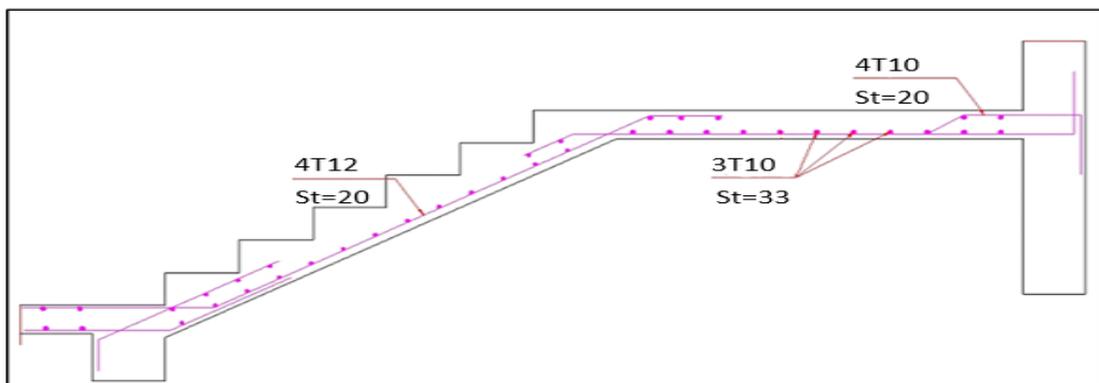


Figure.III.12. Schéma de ferrailage des escaliers : volées 1 et 3

III.4.6. Sollicitations et ferrailage volée 2

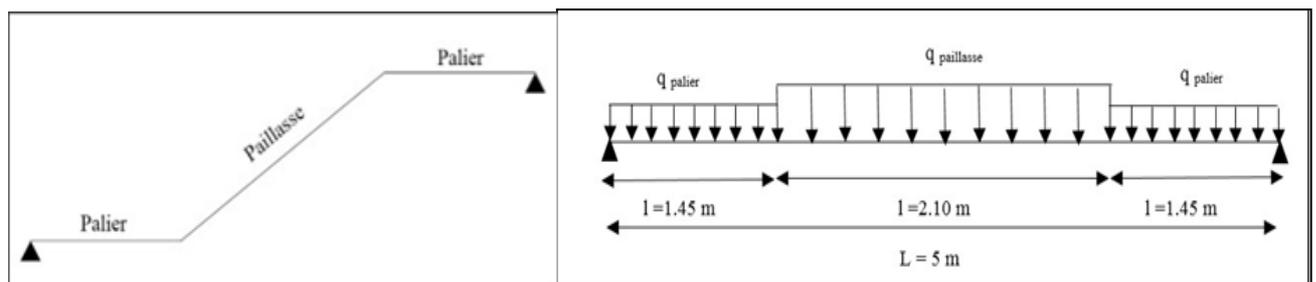


Figure III.13. Schéma statique de la 2^{ème} volée

• **Sollicitations**

q_e : charge équivalente ; $q_e = \frac{\sum(q_i \cdot l_i)}{L}$

M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum ; $M_{max} = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; M_t ≈ 0,85 M_{max}

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; M_a ≈ 0,50 M_{max}

T : Effort tranchant en appuis ; $T = \frac{q_e \cdot L}{2}$

Tableau III.22. Sollicitations de calcul pour la 2^{ème} Volée

Combinaison	q _e	M _{max} (KN.m)	M _t	M _a	T _{Max} (KN)
ELU	13,27	41,47	35,25	20,74	33,18
ELS	9,55	29,84	25,36	14,92	23,88

Ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec : b = 100 cm ; h = 16cm ; f_e = 400 MPa ; d = 0,9h = 14,4cm; f_{c28} = 25 MPa ; f_{bc} = 14,17 MPa

Tableau III.23. Calcul du ferraillage

	Mu KN.m	μ	α	Z	As'	As	Le choix	As ^{adopté}
Travée	35.25	0.119	0.159	13.48	0	7.52	4T16	8.04
Appui	20.74	0.070	0.090	13.88	0	4.29	4T12	4.52

Espacement

En travée : St = 100/5 = 20cm on prend esp=20cm

Sur appui : St = 100/5 = 20cm on prend esp=20cm

Vérification

a) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\min} = 0,23 b d f_{c28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 144 \times 2,1 / 400 = 1,73 \text{ cm}^2$$

En travée : A_s = 8,04 cm² > A_s^{min} vérifié

Sur appui : A_s = 4,52 cm² > A_s^{min} Vérifié

b) Vérification de L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (2,5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 33.18 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.18 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.23 \text{ MPa} \Rightarrow 0,23 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition}$$

suivante : A_s ≥ (T_u + M_u / 0,9) γ_s / f_e

$$\text{Dans notre cas } T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 33.18 - 20.74 / (0,9) (0.144) = -126.85 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction ⇒ pas de vérification de la section.

Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.24. Vérification des contraintes

	Sur appui	En travée
M_{ser} (kN. m)	25.36	14.92
A_s (cm²)	4.52	8.04
d (cm)	14,4	14,4
Y (cm)	5.66	6.76
I (cm⁴)	16368.33	21970.78
σ_b (MPa)	8.91	4.66
σ_b (MPa)	15	15
Observation	OK	OK

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d) Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,16/5 = 0,032 \leq 0,0625 \dots \dots \dots$ non vérifiée

2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 8.04 / (100) (14,4) \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0055 < 0,0105 \dots$ Vérifiée

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,032 < 0,084 \dots \dots \dots$ Non vérifiée

- Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

- Détermination de Y

$$Y = \frac{b \cdot h^2 \cdot \frac{1}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_s}$$

Moment d'inertie fictifs : d'après le BAEL 91[2].

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{Avec} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \delta} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{Z \cdot A_s}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$ As : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit

Tableau III.25. Récapitulatif de Calcul

M_{Ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{Fi} (cm ⁴)	I_{Fv} (cm ⁴)
25.36	8,04	0,0071	220.78	2,359	0,943	0,560	21970.78	30078.6	109566.83

Les résultats de calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit

Tableau III.26. Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
1.12	2.13	1.01	1,06	Vérifié

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

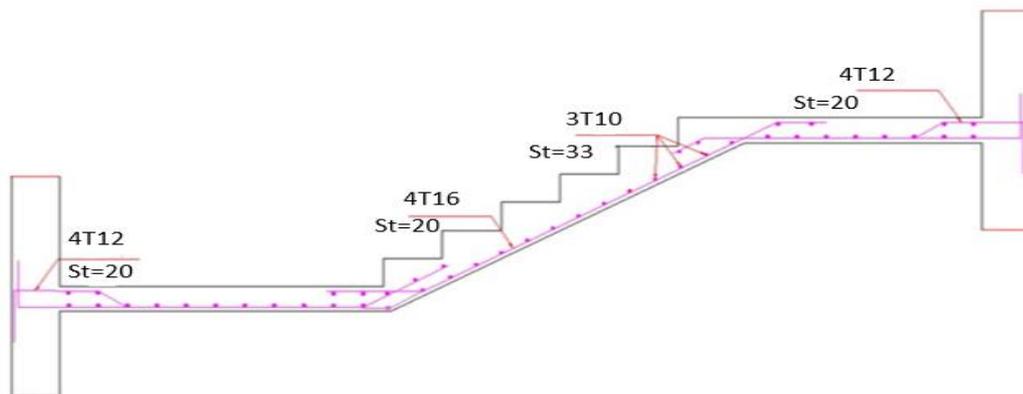


Figure III.14. Schéma de ferrailage des escaliers : volée 2

Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes

Condition de la flèche :

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

L : La portée de la poutre (L=4.8m) ; h : La hauteur de la poutre; b : La largeur de la poutre.

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

Dou : h =40cm

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

$$12 \leq b \leq 28$$

Soit : h= 40 cm et b= 30 cm

Vérification des conditions de RPA (v2003) :

$$b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$$

$$h = 40\text{ cm} > 30\text{cm}$$

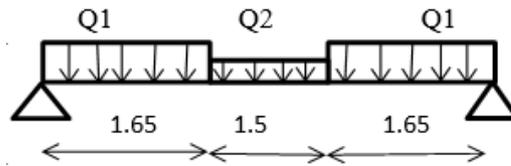
$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30}$$

$$= 1.33 < 4$$

les conditions vérifiées

Donc, la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

a) Moment fléchissant :



$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p ; g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q_1 : charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée ;

q_2 : charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses ;

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

Poids propres le long de la poutre : $g_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,50 \text{ KN/m}$

Poids de la maçonnerie : $g_{mur} = 2,81 \times 2,72 = 7,64 \text{ KN/ml}$

Combinaisons fondamentales :

ELU :

$q_u^1 = R_B^u = 25,756 \text{ kN/ml}$ n=nombre des contre marche

$$q_u^2 = \frac{n \times q_u \times l}{L}$$

$$q_u^2 = \frac{8 \times 11,58 \times 1,5}{4,8} = 28,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_1 + l_2} + (g_p + g_m)$$

$$q_u^{eq} = \frac{28,95 \times 1,5 + 2 \times 1,65 \times 25,756}{4,8} + 1,35(1,5 + 7,64) = 39,093 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^U = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = 112,59 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^u = 0,6 \times M_0^U = 67,55 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$M_a^u = -0,4 \times M_0^U = -45,036 \text{ kN.m}$$

ELS :

$q_s^1 = R_B^s = 18,62 \text{ kN/ml}$

n=nombre des contre marches

$$q_s^2 = \frac{n \times q_s \times l}{L}$$

$$q_s^2 = \frac{8 \times 8,30 \times 1,5}{4,8} = 20,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_1 + l_2} + (g_p + g_m)$$

$$q_s^{eq} = \frac{20,75 \times 1,5 + 2 \times 1,65 \times 18,62}{4,8} + 1,35(1,5 + 7,64) = 28,425 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \times l^2}{8} = 81,864 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^s = 0,6 \times M_0^s = 49,118 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$M_a^s = -0.4 \times M_0^s = -32.746 \text{ kN.m}$$

	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
Travée	67.55	49.118
Appuis	-45.036	-32.746

Calcul de ferrailage

Donnés : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau III.27. Calcul de ferrailage

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	c [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm ²]
Travées	67.55	25	400	2	0	5.77	3T16	6,03
Appui	45.036				0	3.75	3T14	4,62

Vérification

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d (f_{c28} / f_e) = 0,23 \times 30 \times 36 \times (2,1/400) = 1.30 \text{ cm}^2$$

On:

En travée : $A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

• **Vérification des contraintes dans les armatures tendues**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

Vérification a L'ELS

$$M_{t \text{ ser}} = 49,118 \text{ kN.m} \quad M_{a \text{ ser}} = 32,746 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.28. Vérification des contraintes

	Sur appui	En travée
$M_{\text{ser}} \text{ (kN.m)}$	32,746	49,118
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	4,62	6,03
$d \text{ (cm)}$	36	36
$Y \text{ (cm)}$	17.81	26.55
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	40651.49	124781.07
$\sigma_b \text{ (MPa)}$	5.89	6.55
$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	15	15
Observation	OK	OK

Vérification de la rigidité (flèche)

Si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées simultanément, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00558 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,083 > 0,059 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (2,5; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{93.823 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0.868 \text{ MPa} \qquad \tau_u = 0.868 \leq \bar{\tau}_u = 2.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e) Détermination des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min (11,42, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}). \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement St

Selon BAEL91[2] - St ≤ min (0,9 d ; 40 cm) = 25 cm

Selon RPA99 ver.03[1] - St ≥ max (h/4 ; 12Øt) = 12cm

On prend : St = 10 cm, dans la zone nodale.

St = 15 cm, dans la zone courante

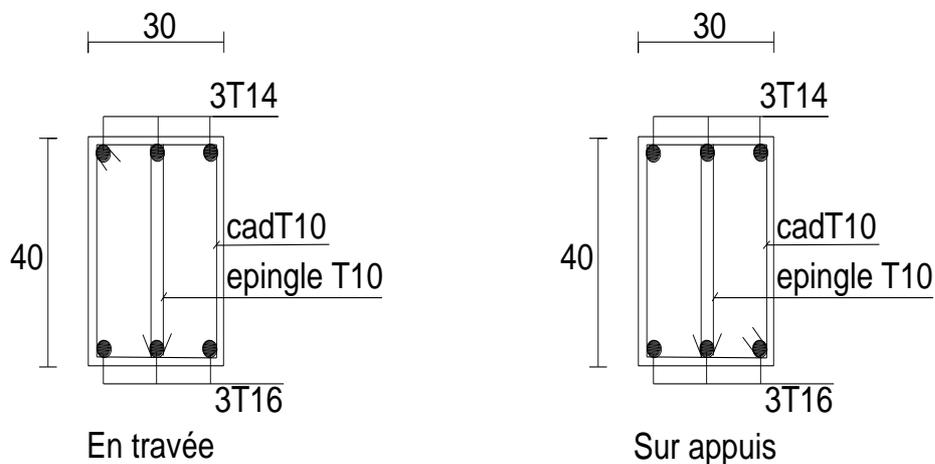


Figure III.15. Schéma de ferrailage poutre brisée

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.2.1. Introduction

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristiques dynamiques

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \begin{matrix} \ddot{x} \\ x \end{matrix} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibrations libres non amorties sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, soit alors :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équations est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée «**Équation caractéristique**».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale.

IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul **ETABS 2016**

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément barre à deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations);
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i);
 - * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1);
- Chaque voile est modélisé par un élément panneau à quatre nœuds (rectangulaire);
- Les planchers ne sont pas modélisés. Cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme. Ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable);
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).
-

IV.3.2. Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers, nous avons chargé chaque poutre avec une charge répartie (la surcharge d'exploitation). La masse est calculée par l'équation (G+βQ) avec (β=0,2) pour un bâtiment à usage d'habitation [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 2,5t/m³.

- La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- La masse des escaliers est appliquée uniformément au niveau des poutres supportant l'escalier (palier et paillasse).
- La masse de chaque balcon est appliquée uniformément au niveau des appuis (poutres qui portent le balcon).

IV.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

IV.3.4. Poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ;$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation) [1].

IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.4.1. Résultats du pré dimensionnement

On a regroupé les résultats de pré dimensionnement des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, planchers, dalles et voiles) afin d'entamer l'étude dynamique.

Poteaux :

Tableau. IV.1. Sections des poteaux

Etages	Sections carrées (axb) cm ²
T _{P2}	30x30
T _{P1}	30x30
8 ^{ème}	30x30
7 ^{ème}	30x30
6 ^{ème}	30x30
5 ^{ème}	35x35
4 ^{ème}	35x35
3 ^{ème}	35x35
2 ^{ème}	40x40
1 ^{er}	40x40
RDC	45x45
S/sol	45x45

NB :

T_{P1} et T_{P2}:terrasse poteau 1 et terrasse poteau 2

Poutres

- Poutres porteuses (b x h)= (30x50) cm²,
- Poutres secondaires (b x h)= (30x45) cm²,

Planchers en corps creux (16+5) cm.

Dalles pleines

- a) balcons 15 cm
- b) dalles machine 15 cm

Voiles 20 cm

La modélisation se fait à partir des données précédentes, en utilisant le logiciel de calcul **ETABS 2016** pour l'analyse dynamique en zone sismique, afin de déterminer les caractéristiques propres de notre structure et des efforts engendrés par le séisme.

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la figure

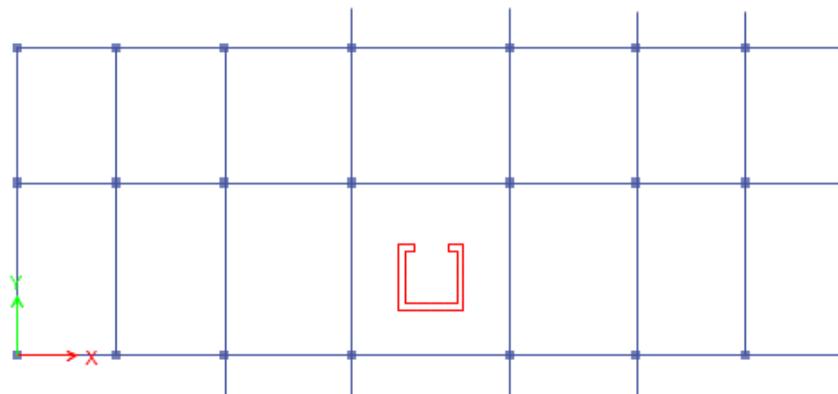


Figure IV.1. Modèle initial

IV.4.2. Les résultats

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau IV.2.

Tableau. IV.2. Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Modal	1	1.152	0.0048	0.6989	0	0.0048	0.6989	
Modal	2	1.109	0.1015	0.0551	0	0.1064	0.754	
Modal	3	0.999	0.6583	0.0004	0	0.7647	0.7544	
Modal	4	0.4	0.0205	0.0008	0	0.7852	0.7552	
Modal	5	0.341	0.0008	0.1427	0	0.786	0.8979	
Modal	6	0.315	0.1228	0.0003	0	0.9088	0.8982	
Modal	7	0.232	0.0073	0.0001	0	0.9161	0.8983	
Modal	8	0.165	0.0011	0.0531	0	0.9172	0.9514	
Modal	9	0.162	0.0014	1.153E-05	0	0.9186	0.9514	
Modal	10	0.16	0.0446	0.001	0	0.9632	0.9525	
Modal	11	0.123	0.0014	2.034E-05	0	0.9646	0.9525	
Modal	12	0.102	0.017	0.0006	0	0.9816	0.9531	

Remarque

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur et d'escalier

Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.152$ s,
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X

Nous remarquons que la structure est très souple, l'ajout des voiles est nécessaire selon le **RPA 99** pour rigidifier la structure

IV.5 ETUDE SISMIQUE

IV.5.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS 2016** qui utilise une approche dynamique.

IV.5.2. Choix de la méthode de calcul

Le «**RPA99 version 2003**» propose trois méthodes de calcul pour les différentes conditions d'application :

- 1- La méthode statique équivalente,
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale,
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode statique équivalente ne s'applique pas dans le cas du bâtiment étudié (structure régulière en plan avec une hauteur supérieure à 30m en zones III). Alors nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique

IV.5.3. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

IV.5.4. Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003

Le tableau IV.3 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.3. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique III	0,25
R	Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction	5
Q _x	1+ΣP _q	1,1
Q _y	1+ΣP _q	1,15
ε	-	7%
η	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,8819
T ₁	Site 3	0,15 s
T ₂	Site 3	0,50 s

Avec

- g : accélération de la pesanteur,
- A : coefficient d'accélération de zone,
- η : facteur de correction d'amortissement,
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement,
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,
- Q : Facteur de qualité.

IV.5.5. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

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

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

* **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=29334,687$ KN (calcul automatique) avec **ETABS**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** ». Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{et} \quad T_{min} = 0,05 h_N^{3/4} = 0,709 \text{ s} \quad \text{« RPA99 version 2003 »}$$

Où

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=34,35$ m

$$\text{Selon x-x : } D_x = 27,1 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,594 \text{ s} \quad \min(T_x, T_{min}) = 0,594 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } D_y = 10,40 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,959 \text{ s} \quad \min(T_y, T_{min}) = 0,709 \text{ s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad [1]$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,594} \right)^{2/3} = 1,965$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,709} \right)^{2/3} = 1,747$$

On trouve

$$V^x = \frac{0,25(1,965)(1,1)}{5} 29334,687 = 3170,346 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2536,277 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,747)(1,15)}{5} 29334,687 = 2946,743 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2357,394 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a : $\begin{cases} Ex_{max} = V_t^x = 2249.71 \text{ kN} \\ Ey_{max} = V_t^y = 2291.658 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = 1.13 \\ r_y = 1.03 \end{cases}$$

IV.5.6. Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec
$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y , δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1.13$ $r_y=1.03$ $R=5,0$

Dans le tableau IV.4, on résume les résultats obtenus

Tableau IV.4. Vérification des déplacements inter étages (modèle initial)

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
34,35	37,818	48,327	0,498	0,021	2,8137	0,10815	30.6	Vérifié
30,6	37,32	48,306	1,7	1,653	9,605	8,51295	30.6	Vérifié
28,56	35,62	46,653	3,227	3,661	18,23255	18,85415	30.6	Vérifié
25,5	32,393	42,992	3,837	4,745	21,67905	24,43675	30.6	Vérifié
22,44	28,556	38,247	4,332	5,616	24,4758	28,9224	30.6	Vérifié
19,38	24,224	32,631	4,373	5,882	24,70745	30,2923	30.6	Vérifié
16,32	19,851	26,749	4,577	6,229	25,86005	32,07935	30.6	Non vérifié
13,26	15,274	20,52	4,592	6,283	25,9448	32,35745	30.6	Non vérifié
10,2	10,682	14,237	3,996	5,658	22,5774	29,1387	30.6	Vérifié
7,14	6,686	8,579	3,428	4,889	19,3682	25,17835	30.6	Vérifié
4,08	3,258	3,69	3,258	3,69	18,4077	19,0035	40.8	Vérifié
0	0	0	0	0	0	0	42.5	Vérifié

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants,
- Rajouter des voiles dans la structure.

Le «RPA99 version 2003» rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.6. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique selon les deux directions (x, y).

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer, le nombre de voiles nécessaires à rajouter et les positions des voiles rajoutés.

Présentation des résultats

Modèle 1

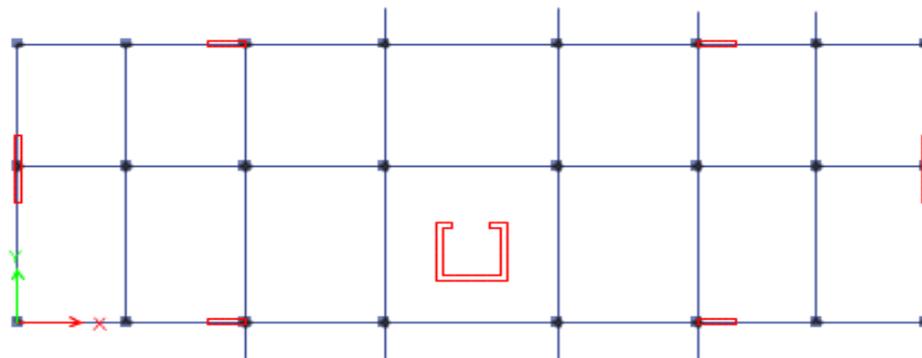


Figure IV.2. Modèle 1

Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Période et facteurs de participation massique du modèle 1

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.97	6,687E-06	0,745	0	6,687E-06	0,745	0
Modal	2	0.857	0,76	2,25E-05	0	0,76	0,7451	0
Modal	3	0.774	0,0043	0,0009	0	0,7643	0,746	0
Modal	4	0.284	0,0034	0,1442	0	0,7678	0,8902	0
Modal	5	0.28	0,1301	0,0045	0	0,8979	0,8947	0
Modal	6	0.242	0,0088	0,0004	0	0,9067	0,895	0
Modal	7	0.146	0,0469	0,0001	0	0,9536	0,8951	0
Modal	8	0.134	0,0001	0,055	0	0,9538	0,9500999999999...	0
Modal	9	0.119	0,0032	0,0003	0	0,957	0,9503	0
Modal	10	0.094	0,0201	7,075E-06	0	0,9771	0,9503	0
Modal	11	0.083	0,002	0,0001	0	0,9791	0,9504	0
Modal	12	0.08	4,547E-05	0,0262	0	0,9791	0,9766	0

Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,97$ s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y,
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X,
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W= 30809,112 KN (calcul automatique) avec **ETABS 2016**

R=5; D_x=1,965 ; D_y=1,747 ; Q_x=1,1; Q_y=1,15; A=0,25

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,965)(1,1)}{5} 30809,112 = 3329.695 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2663.756 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,747)(1,15)}{5} 30809,112 = 3094.852 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2475.882 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS 2016** on a : $\begin{cases} Ex_{max} = V_t^x = 2789.5152 \text{ kN} \\ Ey_{max} = V_t^y = 2673.0417 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

Données : r_x=1 r_y=1 R=5

Dans le tableau IV.6, on résume les résultats obtenus

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
34,35	29,372	38,385	0,423	0,012	2,115	0,06	30.6	Vérifié
30,6	29,795	38,397	0,56	1,497	2,8	7,485	30.6	Vérifié
28,56	29,235	36,9	2,301	3,275	11,505	16,375	30.6	Vérifié
25,5	26,934	33,625	2,925	3,916	14,625	19,58	30.6	Vérifié
22,44	24,009	29,709	3,438	4,467	17,19	22,335	30.6	Vérifié
19,38	20,571	25,242	3,619	4,746	18,095	23,73	30.6	Vérifié
16,32	16,952	20,496	3,808	4,922	19,04	24,61	30.6	Vérifié
13,26	13,144	15,574	3,685	4,779	18,425	23,895	30.6	Vérifié
10,2	9,459	10,795	3,584	4,471	17,92	22,355	30.6	Vérifié
7,14	5,875	6,324	3,121	3,677	15,605	18,385	30.6	Vérifié
4,08	2,754	2,647	2,754	2,647	13,77	13,235	40.8	Vérifié
0	0	0	0	0	0	0	42.5	Vérifié

Commentaires

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 1.

Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le RPA99/version 2003 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{BC \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, **N_d = NG + NQ + NE**

B : Section brute de la section de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.7. Vérifications des Sollicitations normales

Etages	Poteaux	Nd (KN)	B (mm ²)	Fc28(Mpa)	v	observation
T_{P2}	30X30	179,3119	90000	25	0,07969	Vérifier
T_{P1}	30X30	178,9862	90000	25	0,07954	Vérifier
8eme	30X30	176,5403	90000	25	0,07846	Vérifier
7eme	30X30	347,3136	90000	25	0,15436	Vérifier
6eme	30X30	525,193	90000	25	0,23341	Vérifier
5eme	35X35	719,3159	122500	25	0,23487	Vérifier
4eme	35X35	923,8121	122500	25	0,30165	Vérifier
3eme	35X35	1143,0095	122500	25	0,37322	Non vérifier
2eme	40X40	1368,804	160000	25	0,34221	Non vérifier
1er	40X40	1600,9307	160000	25	0,40023	Non vérifier
RDC	45X45	1826,0394	202500	25	0,36069	Non Vérifier

Commentaires

L'effort normal de compression calculé aux RDC et les étages (1^{er}—3eme) n'est pas vérifié, il faut donc augmenter la section des poteaux

Modèle 2

En prend

Tableau. IV.8. Sections des poteaux

Étages	Sections carrées (axb) cm ²
T_{P2}	30x30
T_{P1}	35x35
8 ^{ème}	35x35
7 ^{ème}	40x40
6 ^{ème}	40x40
5 ^{ème}	45x45
4 ^{ème}	45x45
3 ^{ème}	50x50
2 ^{ème}	50x50
1 ^{er}	55x55
RDC	55x55
S/sol	55x55

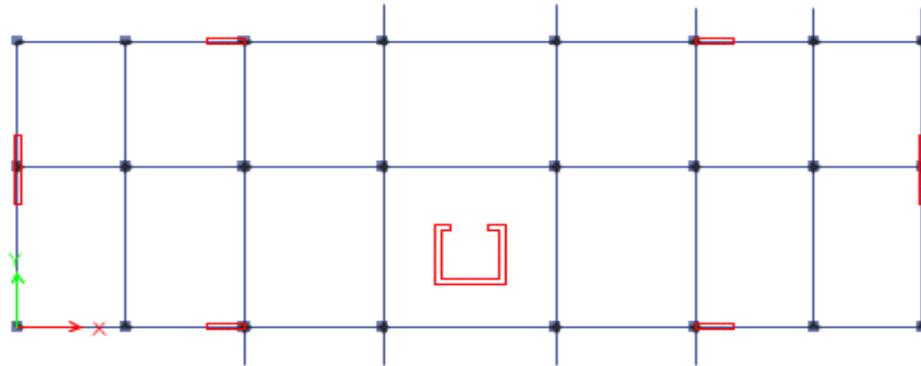


Figure. IV.3. Modèle 2

Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Période et facteurs de participation massique du modèle 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,861	1,857E-06	0,7648	0	1,857E-06	0,7648	0
Modal	2	0,745	0,777	1,761E-05	0	0,777	0,7648	0
Modal	3	0,701	0,0059	0,0011	0	0,7829	0,766	0
Modal	4	0,252	0,0002	0,1338	0	0,7831	0,8998	0
Modal	5	0,241	0,1157	0,0006	0	0,8989	0,9003	0
Modal	6	0,219	0,0138	0,0004	0	0,9127	0,9007	0
Modal	7	0,128	0,0409	0,0003	0	0,9536	0,9011	0
Modal	8	0,123	0,0005	0,0512	0	0,9541	0,9523	0
Modal	9	0,11	0,0053	0,0003	0	0,9593	0,9526	0
Modal	10	0,084	0,0073	3,431E-06	0	0,9667	0,9526	0
Modal	11	0,081	0,0124	2,188E-05	0	0,9791	0,9526	0
Modal	12	0,074	0,0001	0,0248	0	0,9792	0,9775	0

Constatations

- Une période fondamentale : T=0,861 s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y,
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X,
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W= 32079,189 KN (calcul automatique) avec **ETABS 2016**

R=5; Dx=1 ,965; Dy=1,747 ; Qx=1,1; Qy=1,15; A=0,25

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,965)(1,1)}{5} 32079,189 = 3466.958 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2773.567 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,747)(1,15)}{5} 32079,189 = 3222.435 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2577.948 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a : $\begin{cases} Ex_{max} = V_t^x = 3221.1526 \text{ kN} \\ Ey_{max} = V_t^y = 3019.3249 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

Données : $r_x=1$ $r_y=1$ $R=5$

Dans le tableau IV.10, on résume les résultats obtenus

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter étages

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
34,35	23,237	31,489	0,424	0,108	2,12	0,54	30.6	Vérifié
30,6	23,661	31,381	0,161	0,412	0,805	2,06	30.6	Vérifié
28,56	23,822	30,969	1,562	2,117	7,81	10,585	30.6	Vérifié
25,5	22,26	28,852	2,075	2,824	10,375	14,12	30.6	Vérifié
22,44	20,185	26,028	2,578	3,484	12,89	17,42	30.6	Vérifié
19,38	17,607	22,544	2,852	3,914	14,26	19,57	30.6	Vérifié
16,32	14,755	18,63	3,128	4,238	15,64	21,19	30.6	Vérifié
13,26	11,627	14,392	3,153	4,271	15,765	21,355	30.6	Vérifié
10,2	8,474	10,121	3,153	4,107	15,765	20,535	30.6	Vérifié
7,14	5,321	6,014	2,824	3,467	14,12	17,335	30.6	Vérifié
4,08	2,497	2,547	2,497	2,547	12,485	12,735	40.8	Vérifié
0	0	0	0	0	0	0	42.5	Vérifié

Commentaires

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 2.

Vérifications des Sollicitations normales

Tableau IV.11. Vérifications des Sollicitations normales

Etages	Poteaux	Nd (KN)	B (mm ²)	Fc28(Mpa)	v	observation
T_{P2}	30X30	88,4734	90000	25	0,039321	Vérifier
T_{P1}	35x35	147,0673	122500	25	0,048021	Vérifier
8eme	35x35	179,7996	122500	25	0,058710	Vérifier
7eme	40x40	329,1275	160000	25	0,082281	Vérifier
6eme	40x40	530,1331	160000	25	0,132533	Vérifier
5eme	45x45	750,1943	202500	25	0,148186	Vérifier
4eme	45x45	981,8062	202500	25	0,193937	Vérifier
3eme	50x50	1228,8427	250000	25	0,196614	Vérifier
2eme	50x50	1481,3006	250000	25	0,23701	Vérifier
1er	55x55	1738,2141	302500	25	0,229846	Vérifier
RDC	55x55	1987,3841	302500	25	0,262794	Vérifier

Commentaires

L'effort normal de compression calculé est vérifié dans tous les niveaux

IV.7. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, 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 du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV.12 : Calcul de θ_x et θ_y

Etage s	P_K (kN)	$\Delta_x \cdot 10^{-2}$ (m)	$\Delta_y \cdot 10^{-2}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	Obs
T_{P2}	84,9259	2,12	0,54	23,649	485,370	3,75	0,00203	2,5E-05	OK
T_{P1}	1321,40	0,805	2,06	243,606	247,526	2,04	0,00214	0,00539	OK
8eme	4303,810	7,81	10,585	794,238	791,766	3,06	0,01383	0,01880	OK
7eme	7626,966	10,375	14,12	1311,646	1273,396	3,06	0,01971	0,02763	OK
6eme	10950,122	12,89	17,42	1759,414	1681,595	3,06	0,02621	0,03707	OK
5eme	14343,920	14,26	19,57	2145,032	2032,271	3,06	0,03116	0,04513	OK
4eme	17737,719	15,64	21,19	2473,828	2328,347	3,06	0,03664	0,05275	OK
3eme	21211,340	15,765	21,355	2749,818	2580,829	3,06	0,03974	0,05735	OK
2eme	24687,721	15,765	20,535	2968,214	2781,116	3,06	0,04285	0,05957	OK
1 ^{er}	28250,345	14,12	17,335	3125,914	2928,449	3,06	0,04170	0,05464	OK
RDC	32079,189	12,485	12,735	3221,15	3019,322	4,08	0,03047	0,03316	OK

Conclusion :

On constate d'après le (tableau IV.12) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.8. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

• Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 35586.0455$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 8597.6942$ KN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 24,1\% \approx 24\%$.

Alors :

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Solution

On propose 2 solutions

Soit :

- 1- On augmente les sections des poteaux avec $R = 5$
- 2- On refait les calculs avec $R = 3,5$

Choix

On prend la solution 1

Modèle 3

Choix des sections des poteaux

En prend

Tableau. IV.13. Sections des poteaux

Etages	Sections carrées (axb) cm ²
T_{P2}	40X40
T_{P1}	45x45
8 ^{ème}	45x45
7 ^{ème}	50x50
6 ^{ème}	50x50
5 ^{ème}	55x55
4 ^{ème}	55x55
3 ^{ème}	60x60
2 ^{ème}	60x60
1 ^{er}	65x65
RDC	65x65
S/sol	65x65

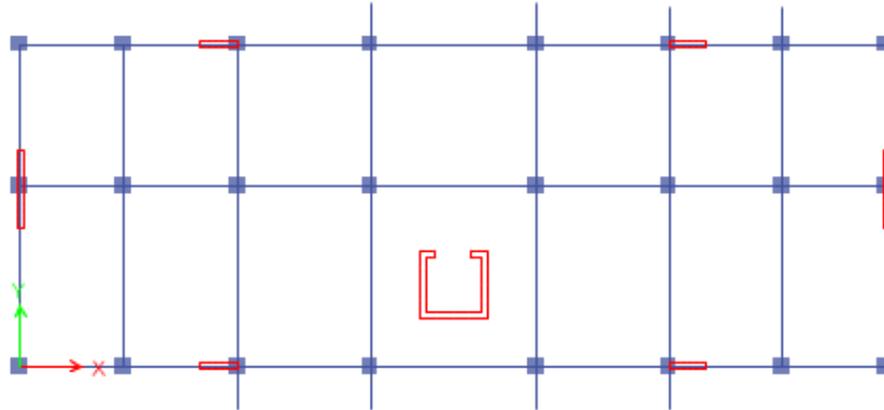


Figure. IV.4. Modèle 3

Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Période et facteurs de participation massique du modèle 3

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,824	0	0,7625	0	0	0,7625	0
Modal	2	0,69	0,7824	2,115E-06	0	0,7824	0,7625	0
Modal	3	0,667	0,0007	0,0009	0	0,7831	0,7634	0
Modal	4	0,246	4,037E-06	0,1334	0	0,7831	0,8968	0
Modal	5	0,223	0,1201	3,516E-05	0	0,9032	0,8968	0
Modal	6	0,209	0,0057	0,0003	0	0,9089	0,8971	0
Modal	7	0,121	0,002	0,0493	0	0,9109	0,9463	0
Modal	8	0,12	0,0416	0,0027	0	0,9524	0,949	0
Modal	9	0,107	0,0026	0,0002	0	0,955	0,9492	0
Modal	10	0,083	0,0046	0	0	0,9596	0,9492	0
Modal	11	0,075	0,0173	0,0001	0	0,9769	0,9493	0
Modal	12	0,073	0,0001	0,0257	0	0,977	0,9751	0

Constatations :

- Une période fondamentale : T=0,824 s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y,
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X,
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W= 33849,8418 KN (calcul automatique) avec **ETABS 2016**

R=5; D_x=1,965 ; D_y=1,747 ; Q_x=1,1; Q_y=1,15; A=0,25

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,965)(1,1)}{5} 33849,8418 = 3658.322 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2926.657 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,747)(1,15)}{5} 33849,8418 = 3400.301 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2720.241 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a : $\begin{cases} E_{x_{max}} = V_t^x = 3548.7449 \text{ kN} \\ E_{y_{max}} = V_t^y = 3260.4511 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

Données : $r_x=1$ $r_y=1$ $R=5$

Dans le tableau IV.15, on résume les résultats obtenus

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter étages

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
34,35	22,028	30,291	0,257	0,116	1,285	0,58	30.6	Vérifié
30,6	21,771	30,175	0,768	0,904	3,84	4,52	30.6	Vérifié
28,56	21,003	29,271	1,41	2,165	7,05	10,825	30.6	Vérifié
25,5	19,593	27,106	1,769	2,703	8,845	13,515	30.6	Vérifié
22,44	17,824	24,403	2,196	3,25	10,98	16,25	30.6	Vérifié
19,38	15,628	21,153	2,479	3,647	12,395	18,235	30.6	Vérifié
16,32	13,149	17,506	2,746	3,954	13,73	19,77	30.6	Vérifié
13,26	10,403	13,552	2,823	4,014	14,115	20,07	30.6	Vérifié
10,2	7,58	9,538	2,834	3,867	14,17	19,335	30.6	Vérifié
7,14	4,746	5,671	2,558	3,28	12,79	16,4	30.6	Vérifié
4,08	2,188	2,391	2,188	2,391	10,94	11,955	40.8	Vérifié
0	0	0	0	0	0	0	42.5	Vérifié

Commentaires

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 3. Donc c'est le model final.

Vérifications des Sollicitations normales

Tableau IV.16. Vérifications des Sollicitations normales

Etages	Poteaux	Nd (KN)	B (mm ²)	Fc28(Mpa)	v	observation
T _{P2}	40X40	90,8572	160000	25	0,0227	Vérifier
T _{P1}	45X45	142,2778	202500	25	0,02810	Vérifier
8eme	45X45	215,6153	202500	25	0,04259	Vérifier
7eme	50X50	423,5015	250000	25	0,06776	Vérifier
6eme	50X50	644,1946	250000	25	0,10307	Vérifier
5eme	55X55	884,8781	302500	25	0,11700	Vérifier
4eme	55X55	1137,039	302500	25	0,15035	Vérifier
3eme	60X60	1404,8747	360000	25	0,15609	Vérifier
2eme	60X60	1677,0159	360000	25	0,18633	Vérifier
1er	65X65	1952,2548	422500	25	0,18482	Vérifier
RDC	65X65	2221,0023	422500	25	0,21027	Vérifier

Commentaires

L'effort normal de compression calculé est vérifié dans tous les niveaux

IV.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.17 : Calcul de θ_x et θ_y

Etage s	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	Obs
T _{P2}	159,496	1,285	0,58	33,544	424,511	3,75	0,00162	5,8E-05	OK
T _{P1}	1447,071	3,84	4,52	294,0135	289,594	2,04	0,00926	0,01107	OK
8eme	4563,857	7,05	10,825	878,3324	859,357	3,06	0,01197	0,01878	OK
7eme	8039,008	8,845	13,515	1435,387	1369,418	3,06	0,01618	0,02592	OK
6eme	11514,159	10,98	16,25	1926,142	1810,930	3,06	0,02144	0,03376	OK
5eme	15078,313	12,395	18,235	2353,756	2191,390	3,06	0,02594	0,04100	OK
4eme	18642,467	13,73	19,77	2720,901	2514,579	3,06	0,03074	0,04789	OK
3eme	22304,803	14,115	20,07	3028,410	2789,612	3,06	0,03397	0,05244	OK
2eme	25970,274	14,17	19,335	3270,362	3005,647	3,06	0,03677	0,05459	OK
1 ^{er}	29739,973	12,79	16,4	3444,884	3163,966	3,06	0,03608	0,05037	OK
RDC	33849,841	10,94	11,955	3548,744	3260,451	4,08	0,02557	0,03042	OK

Conclusion :

On constate d'après le (tableau IV.17) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.10. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

• Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 37356.6983$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 7425.1436$ KN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19.88\% \approx 20\%$.

Alors :

les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

• Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales reprises par les portiques

Sens X

Tableau. IV.18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port} (kN)	V_{Tot} (%)	V_{port} (%)
T _{P2}	33.5448	30.86	100	91.99
T _{P1}	515.8435	385.325	100	74.69
8 ^{ème}	878.3324	630.0381	100	71.73
7 ^{ème}	1435.3866	1038.6196	100	72.36
6 ^{ème}	1926.0322	1251.6464	100	64.98
5 ^{ème}	2353.7331	1679.7833	100	71.37
4 ^{ème}	2720.8932	1811.1137	100	66.56
3 ^{ème}	3028.3812	2156.185	100	71.20
2 ^{ème}	3270.3291	2158.8957	100	66.01
1 ^{er}	3444.8843	2366.4153	100	68.69
RDC	3548.7129	1930.7974	100	54.40

Sens Y

Tableau. IV.19 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y

Étage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
T _{P2}	424.4993	399.3971	100	94.09
T _{P1}	1045.4189	755.8074	100	72.97
8 ^{ème}	859.362	599.4645	100	69.76
7 ^{ème}	1369.4138	977.3774	100	71.37
6 ^{ème}	1810.9305	1162.2721	100	64.18
5 ^{ème}	2191.3805	1560.0613	100	71.19
4 ^{ème}	2514.5668	1649.2727	100	65.59
3 ^{ème}	2789.584	1958.9138	100	70.22
2 ^{ème}	3005.6203	1912.2019	100	63.62
1 ^{er}	3163.9427	2072.1307	100	65.49
RDC	3260.1952	1397.8912	100	42.88

IV.11. CONCLUSION

Étant donné que :

- les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

» le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

Alors

Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle 3 qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[2]** et le **RPA99 version 2003 [1]**.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{\max} , M^{corr}

2- M^{\max} , N^{corr}

V.2.3. Recommandation selon rpa99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau. V.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC 1 ^{er}	65x65	2384,5861	200,8476	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1677,0159	95,6034	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	1137,039	61,2915	SEC	0	0	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	644,1946	32,8643	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	272,742	20,0955	SEC	0	0	18,225
Tp2	40x40	90,8572	6,2374	SEC	0	0	14,4

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau. V.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC 1 ^{er}	65x65	260,6931	1589,9474	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	199,1514	926,6461	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	163,9572	701,9289	SPC	0	0.24	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	124,6568	515,2329	SPC	0	1.14	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	78,0554	142,3642	SPC	0	3.64	18,225
Tp2	40x40	23,3821	19,394	SPC	0	1.6	14,4

- Combinaison : **0,8G+E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau. V.3 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	2025,8676	220,6595	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1290,7151	99,4342	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	865,2592	65,2602	SEC	0	0	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	483,8013	36,7271	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	225,9995	12,6075	SEC	0	0	18,225
Tp2	40x40	72,0569	7,6066	SEC	0	0	14,4

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau. V.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	260,422	1206,55	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	198,3997	688,4359	SPC	0	1.27	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	160,1582	540,8096	SPC	0	2.09	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	119,0359	368,6234	SPC	0	2.71	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	71,7192	126,0934	SPC	0	3.37	18,225
Tp2	40x40	46,3413	21,7441	SPC	0	3.5	14,4

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau. V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	2253,6892	3,0031	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1700,9244	5,4086	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	1192,5013	7,3267	SEC	0	0	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	709,1576	9,8848	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	247,3405	15,9771	SEC	0	0	18,225
Tp2	40x40	62,2472	5,4475	SEC	0	0	14,4

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau. V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	57,8687	1415,0499	SEC	0	0	38,025
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	47,2535	1057,5698	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	46,7691	692,6405	SEC	0	0	27,225
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	46,4302	416,5576	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème} Tp1	45x45	56,1634	0,2561	SPC	0	4.05	18,225
Tp2	40x40	23,8811	5,3605	SPC	0	1.86	14,4

V.2.4. Choix des armatures

Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x65	0	38,025	169	253,5	8T20+8T16	41.21
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1.27	32,4	144	216	8T20+8T14	37.44
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	2.09	27,225	121	181,5	4T20+12T14	31.04
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	2.71	22,5	100	150	4T20+8T14	24.88
8 ^{ème} Tp1	45x45	4.05	18,225	81	121,5	4T20+4T14	18.73
Tp2	40x40	3.5	14,4	64	96	4T20+4T14	18.73

v.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$
- **Acier** :
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
 - Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N_{\max}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$:

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveau x	Section s (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	65x65	1642,4517	2,1789	SEC	53,7	201.63	3,59	15	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1239,5192	3,9237	SPC	47,9	201.63	3,21	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	869,1503	5,3408	SPC	40,8	201.63	2,75	15	OK
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	517,1481	7,1992	SPC	31,3	201.63	2,14	15	OK
8 ^{ème} Tp1	45x45	181,8465	11,5977	SPC	19,7	201.63	1,42	15	OK
Tp2	40x40	44,7407	3,9549	SPC	7,16	201.63	0,54	15	OK

b. $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; M_{\max}^{ser} :

Tableau V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	65x65	41,9965	1036,2745	SEC	43	201.63	3,01	15	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	34,284	774,5025	SPC	39	201.63	2,73	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	33,9182	507,1597	SPC	35	201.63	2,52	15	OK
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	33,4898	303,1702	SPC	32,4	201.63	2,43	15	OK
8 ^{ème} Tp1	45x45	40,4761	0,2367	SPC	138,8	201.63	3,38	15	OK
Tp2	40x40	17,3528	4,4094	SPC	65,9	201.63	1,91	15	OK

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant

V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

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 BAEL 91 modifié 99 [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S/SOL	65x65	45,5762	0.120	14.18	0.075	1.875	2.50	OK
RDC	65x65	45,5762	0.120	13.54	0.075	1.875	2.50	OK
1 ^{er}	65x65	45,5762	0.120	9.74	0.075	1.875	2.50	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	47,1135	0.145	10.55	0.075	1.875	2.50	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	46,8488	0.172	11.51	0.075	1.875	2.50	OK
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	45,7265	0.20	12.66	0.075	1.875	2.50	OK
8 ^{ème}	45x45	190,969	1.04	14.06	0.075	1.875	2.50	OK
Tp1	45x45	190,969	1.04	8.58	0.075	1.875	2.50	OK
Tp2	40x40	40,7001	0.28	20.00	0.075	1.875	2.50	OK

V.2.6.2. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

* Selon BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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.

* Selon le RPA99 version 2003 [1]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_u : Effort tranchant à l'ELU.
 f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
 h: Hauteur totale de la section brute.
 ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 ρ_a=2,5.....si λ_g ≥ 5
 ρ_a=3,75.....si λ_g < 5
 λ_g : Espacement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 S_t ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.
 L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V11: Espacements maximales selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	65x65	8T20+8T16	20 et 16	10	15
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	8T20+8T14	20 et 14	10	15
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	4T20+12T14	20 et 14	10	15
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	4T20+8T14	20 et 14	10	15
8 ^{ème} Tp1	45x45	4T20+4T14	20 et 14	10	15
Tp2	40x40	4T20+4T14	20 et 14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
S-sol	65x65	2.66	4.09	3,75	45,5762	N	10	0.657	6T8	3.02
						C	15	0.986	6T8	3.02
RDC	65x65	2.54	3.91	3,75	45,5762	N	10	0.657	6T8	3.02
						C	15	0.986	6T8	3.02
1 ^{er}	65x65	1.83	2.82	3,75	45,5762	N	10	0.657	6T8	3.02
						C	15	0.986	6T8	3.02
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	1.83	3.05	3,75	47,1135	N	10	0.736	6T8	3.02
						C	15	1.10	6T8	3.02
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	1.83	3.33	3,75	46,8488	N	10	0.796	6T8	3.02
						C	15	1.2	6T8	3.02
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	1.83	3.66	3,75	45,7265	N	10	0.857	4T8	2.01
						C	15	1.29	4T8	2.01
8 ^{ème}	45x45	1.83	4.07	3,75	54,2466	N	10	1.13	4T8	2.01
						C	15	1.69	4T8	2.01
Tp1	45x45	1.11	2.47	3,75	54,2466	N	10	1.13	4T8	2.01
						C	15	1.69	4T8	2.01
Tp2	40x40	2.31	5.76	2.5	40,7001	N	10	0.636	4T8	2.01
						C	15	0.954	4T8	2.01

V.2.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\text{Ø}_l$ en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100 cm.

T16.....L_r=80 cm.

T14.....L_r=70 cm.

V.2.8. Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

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

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-2)(b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B=a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité est de : $G_{T(RDC)}= 1399.9222$ KN

$$Q_{T(RDC)} = 242.5294 \text{ KN}$$

- $G_{poutre p} = 25 \times 0.5 \times 0.30 \times 5 = 18.75$ KN
 - $G_{poutre s} = 25 \times 0.45 \times 0.30 \times 4.6 = 15.53$ KN
 - $G_{plancher RDC} = 6.39 \times 23 = 146.97$ KN
 - $G_{poteau} = 25 \times 0.65^2 \times 3.8 = 40.14$ KN
 - $G_{poutre.p} \dots \dots \dots 0.3 \times 0.2 \times 25 \times 2.8 = 4.2$ KN
- $G = 225.59$ KN $Q = 115$ KN
- $G_{Total} = 1625.5122$ KN
- $Q_{Total} = 357.5294$ KN

$\Rightarrow N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 2730.736$ kN

b. Calcul du ferraillage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18.76$ cm
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3.8 \times 10^2}{18.76} = 14.18 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,823$
- $B_r = (50 - 2)^2 = 2304.cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2730.736.10^3}{0,823} - \frac{2304.10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -27.27 cm^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{min} = 0,9 \times B$ selon RPA99 version 2003 $\longrightarrow A_s = A_s^{min} = 38.025$ cm^2

Conclusion

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V.13 : Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol.

Type du poteau	Section	Choix	A_s adopté
	cm ²		cm ²
Poteau de S.S.	65x65	8T20+8T16	41.21

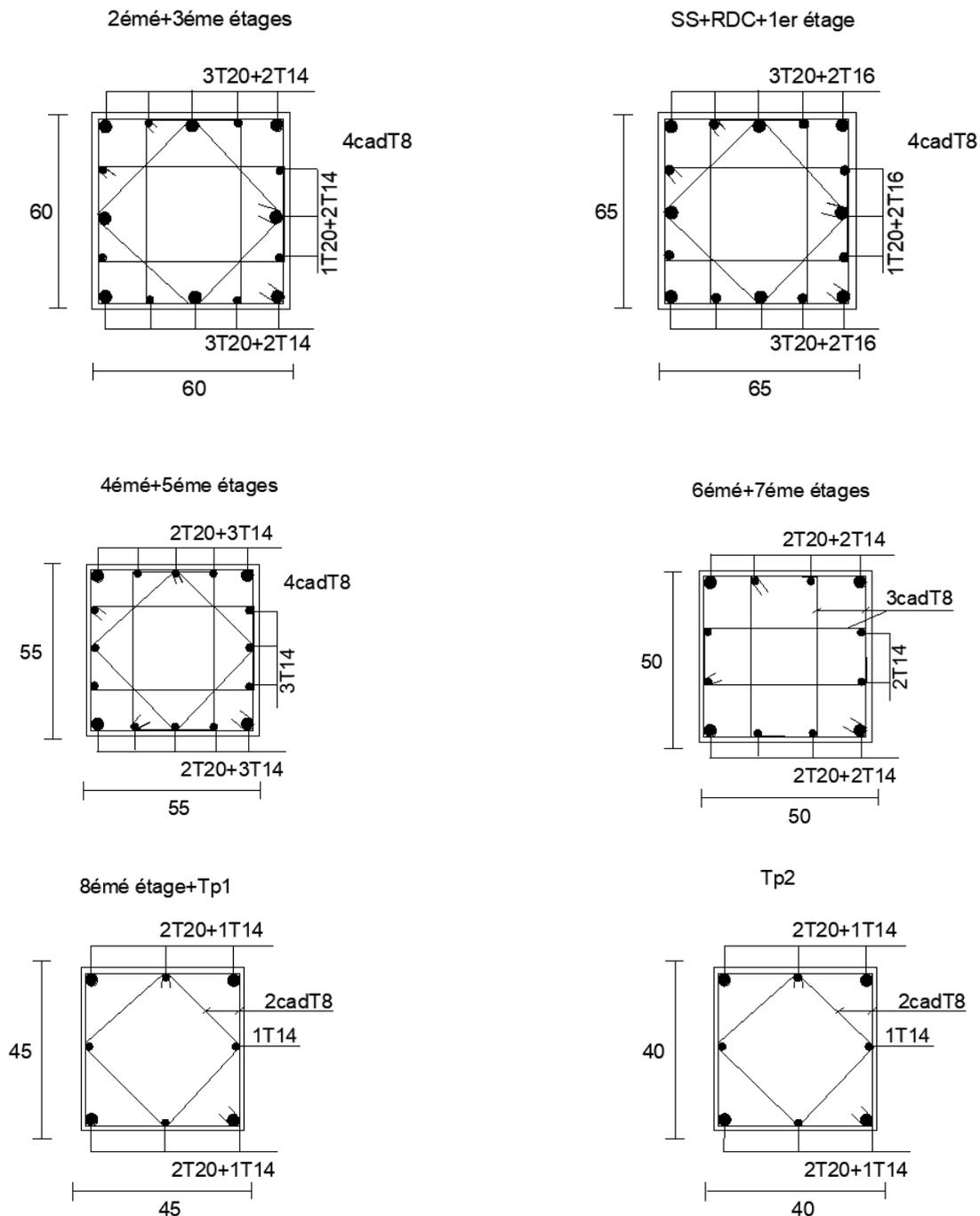


Figure V.1: Ferraillage des poteaux

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

v.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.3.2. Recommandation du rpa99 version 2003

Selon " RPA 99 version 2003 " Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

$$\text{➤ } 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ Au niveau de la zone courante.}$$

$$\text{➤ } 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ Au niveau de la zone de recouvrement.}$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St . L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$\bullet \quad S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\varphi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$\bullet \quad S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

V.3.3. Calcul du ferraillage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel SAP 2000.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse 30x50 (cm²)
- Poutre non porteuse 30x45 (cm²)

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	43,3428	2,72	0	7.5
		Appui	86,8945	0	5,6	7.5
1 ^{er} 7 ^{ème}	30x50	Travée	50,7171	3,19	0	7.5
		Appui	105,2782	0	6,86	7.5
TERRASSE	30x50	Travée	53,1061	3,35	0	7.5
		Appui	98,9734	0	6,42	7.5
Tpp1	30x50	Travée	25,7457	1,6	0	7.5
		Appui	45,165	0	2,83	7.5

NB :

Tpp1 : terrasse poutres principale 1

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.15 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	182,3153	12,57	0	7.5
		Appui	214,4433	0	15,18	7.5
1 ^{er} 7 ^{ème}	30x50	Travée	243,2473	17,68	0	7.5
		Appui	275,0805	0	20,64	7.5
TERRASSE	30x50	Travée	62,526	3,97	0	7.5
		Appui	129,8127	0	8,6	7.5
Tpp1	30x50	Travée	59,6365	3,78	0	7.5
		Appui	57,698	0	3,65	7.5

2- Sens non porteur :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	27,1686	1,9	0	6,75
		Appui	53,7229	0	3,82	6,75
1 ^{er} 8 ^{ème}	30x45	Travée	31,9548	2,24	0	6,75
		Appui	55,1765	0	3,93	6,75
TERRASSE	30x45	Travée	27,9817	1,95	0	6,75
		Appui	50,5328	0	3,59	6,75
Tps1	30x45	Travée	13,0767	0,9	0	6,75
		Appui	35,4183	0	2,49	6,75

NB :

Tps1 : terrasse poutre secondaire 1

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.17: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	161,0431	12,62	0	6,75
		Appui	173,2764	0	13,76	6,75
1 ^{er} 7 ^{ème}	30x45	Travée	182,5145	14,64	0	6,75
		Appui	194,0554	0	15,78	6,75
TERRASSE	30x45	Travée	53,9826	3,84	0	6,75
		Appui	83,8146	0	6,11	6,75
Tps1	30x45	Travée	38,457	2,71	0	6,75
		Appui	67,635	0	4,87	6,75

V.3.4. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	60	90	7.5	12.57	5T20	15.71
		Appuis				15.18	6T20	18.85
1 ^{er} 7 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7.5	17.68	6T20	18.85
		Appuis				20.64	8T20	25.13
Terrasse	30x50	Travée	60	90	7.5	3.97	5T20	15.71
		Appuis				8.6	6T20	18.85
Tpp1	30x50	Travée	60	90	7.5	3.78	5T16	10.05
		Appuis				3.65	5T16	10.05

2-Sens non porteur :

Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	54	81	6.75	12.62	5T20	15.71
		Appuis				13.76	6T20	18.85
1 ^{er} 7 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6.75	14.64	5T20	15.71
		Appuis				15.78	6T20	18.85
Terrasse	30x45	Travée	54	81	6.75	3.84	5T20	15.71
		Appuis				6.11	6T20	18.85
Tps1	30x45	Travée	54	81	6.75	2.71	5T16	10.05
		Appuis				4.87	5T16	10.05

V.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa

Tableau V.20: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	10.05	1.63	Vérifiée
30x45	10.05	1.46	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis a vis de l'ELS

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \end{cases}$$

a. Sens porteur : (30x50)

Tableau V.21 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	31,4419	2.75	15	52.15	201.63	Oui
	Appui	63,016	7.08		119.27		
1 ^{er} 7 ^{ème}	Travée	36,7825	4.13	15	69.62	201.63	Oui
	Appui	76,3488	6.30		87.74		
Terrasse	Travée	38,5048	3.37	15	63.87	201.63	Oui
	Appui	71,8055	8.06		135.90		
T _{pp1}	Travée	18,5847	1.87	15	46.95	201.63	Oui
	Appui	33,3899	7.34		184.42		

b. Sens non porteur : (30x45)

Tableau V.22 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	19,6958	2.06	15	36.54	201.63	Oui
	Appui	38,9823	4.92		77.32		
1 ^{er} 7 ^{ème}	Travée	23,0558	2.41	15	42.77	201.63	Oui
	Appui	40,0383	5.05		79.41		
Terrasse	Travée	20,2425	2.12	15	37.55	201.63	Oui
	Appui	36,5924	4.61		72.60		
T _{pp1}	Travée	9,633	1.16	15	27.20	201.63	Oui
	Appui	26,0771	6.44		15.16		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC	PP (30x50)	161.0032	1.19	2,5	OK
	PS (30x45)	197.2578	1.62	2,5	OK
1 ^{er} 7 ^{ème}	PP (30x50)	198.4282	1.47	2,5	OK
	PS (30x45)	216.3254	1.78	2,5	OK
Terrasse	PP (30x50)	100.9535	0.75	2,5	OK
	PS (30x45)	63.935	0.53	2,5	OK
Tp1	PP (30x50)	52.2616	0.39	2,5	OK
	PS (30x45)	54.3576	0.45	2,5	OK

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases}
 S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\
 \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\
 \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)
 \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\begin{cases}
 A_t = 0,003S_t b \\
 S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\
 S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}
 \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$$

On prend : Ø_t=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24: Calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
PP (30x50)	198.4282	1.47	40	9,6	25	9	20	1.80	4T8
PS (30x45)	216.3254	1.78	40	9,6	22.5	9	20	1.80	4T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

V.3.9. Arrêt des barres [2]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

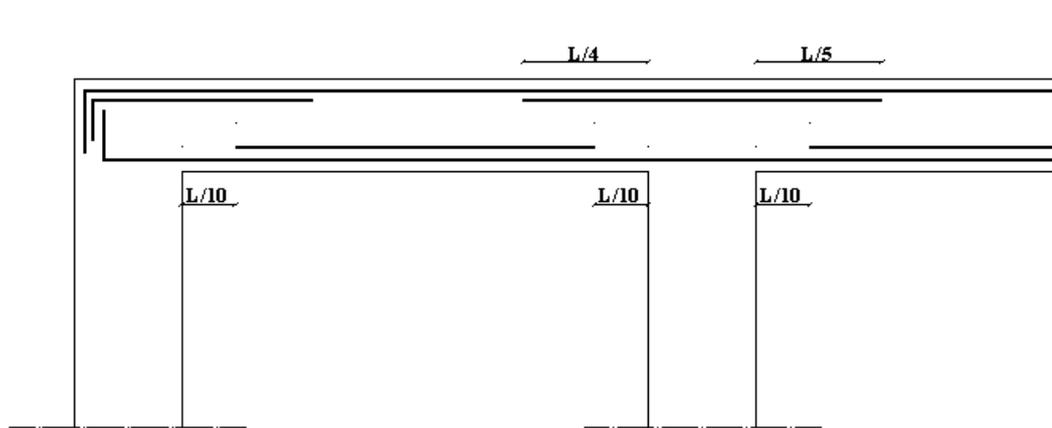


Figure V.2: les arrêts des barres

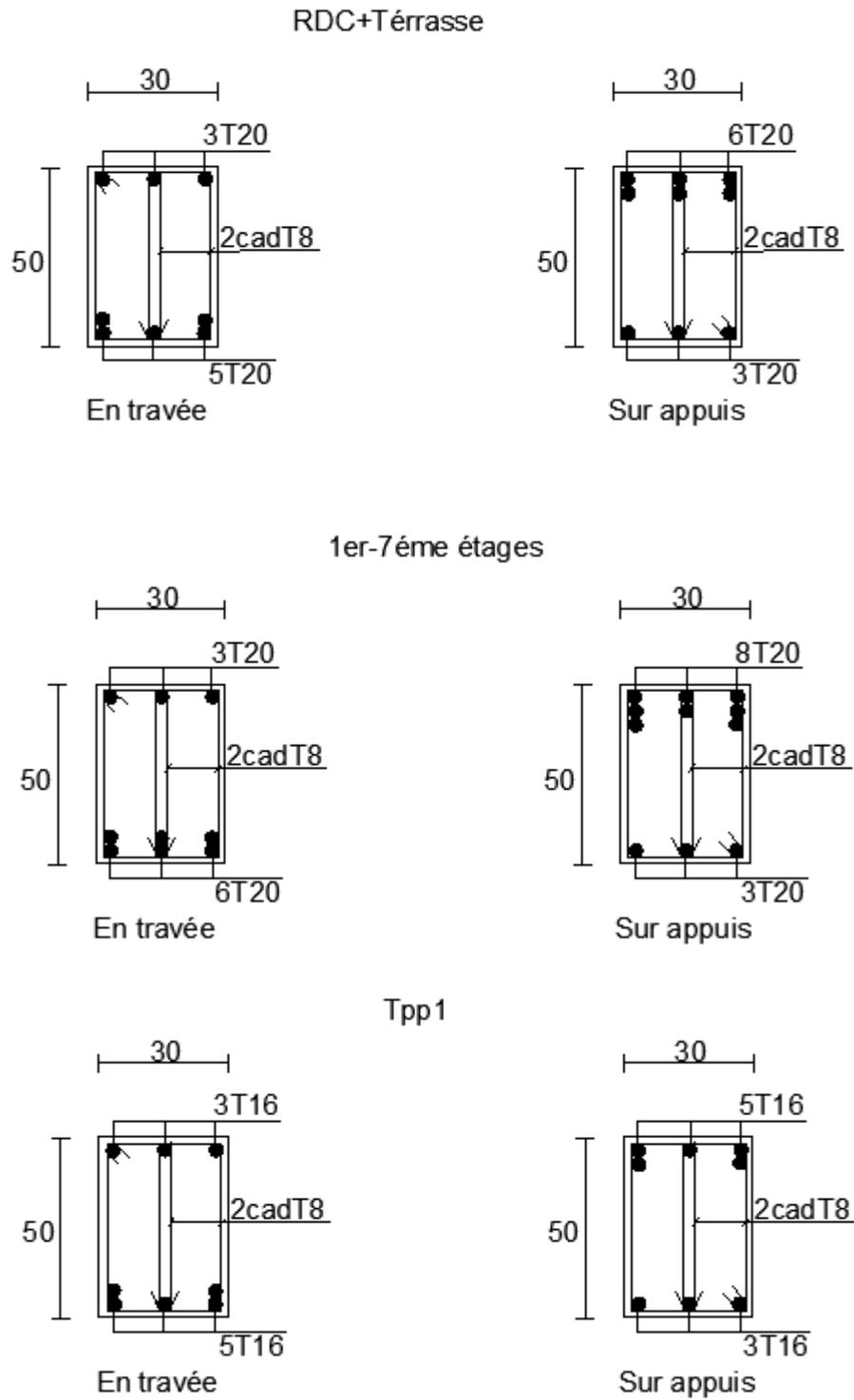


Figure V.3: Ferraillage des poutres porteuses

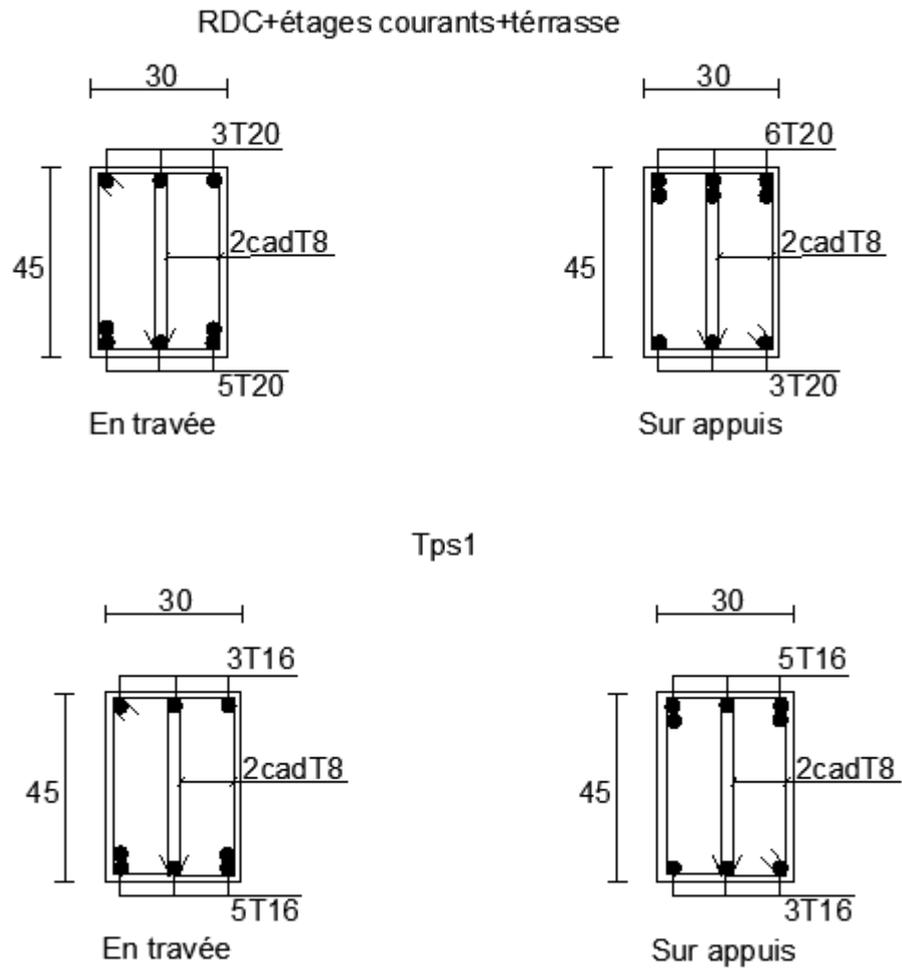


Figure V.4: Ferraillage des poutres secondaires

V.4.LES VOILES

V.4.1 Généralités

• INTRODUCTION [7]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure.V.6** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Remarque :

- ✓ On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

V.4.2 : Ferrailage des voiles

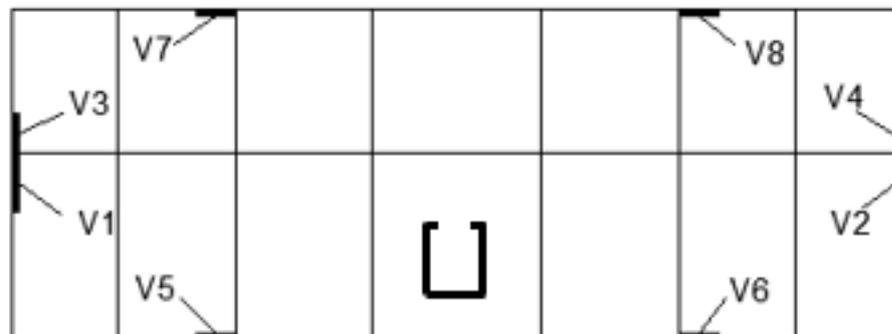


Figure V.5 : Disposition des voiles dans la structure

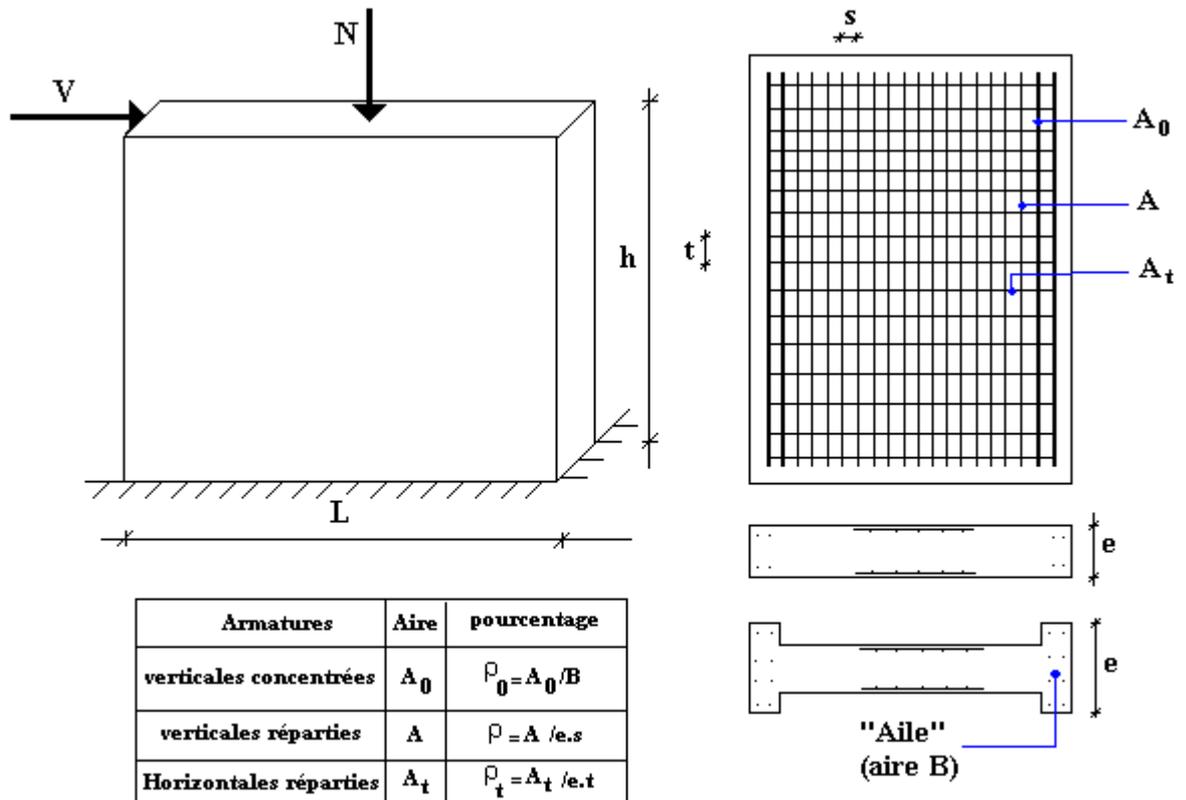


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ Préconisation du BAEL91

• Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

b .Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

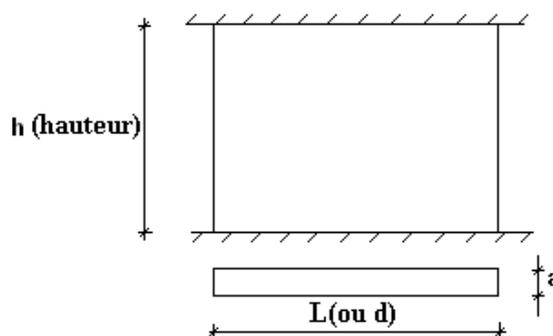


Figure V.7 : Mur encastree

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont

données par le tableau suivant :

Tableau.V.25 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Remarque :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

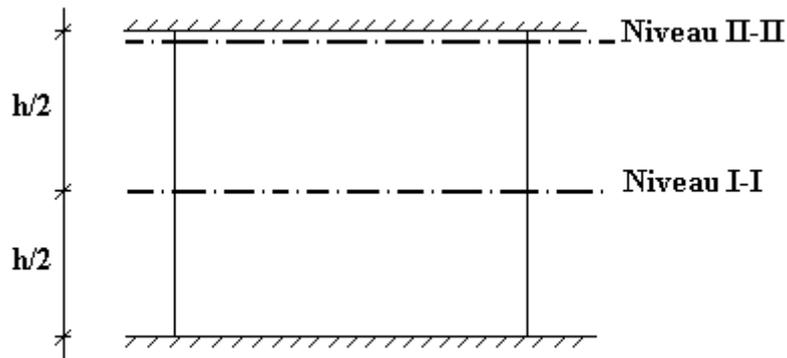
Tableau V.26 : Calcul de $\sigma_{u\lim}$

	Notation	Unités	Voile armée verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	m ²	d(a-0,02)
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

a. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

b. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau V.27 : Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.28: Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m ² de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

c. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

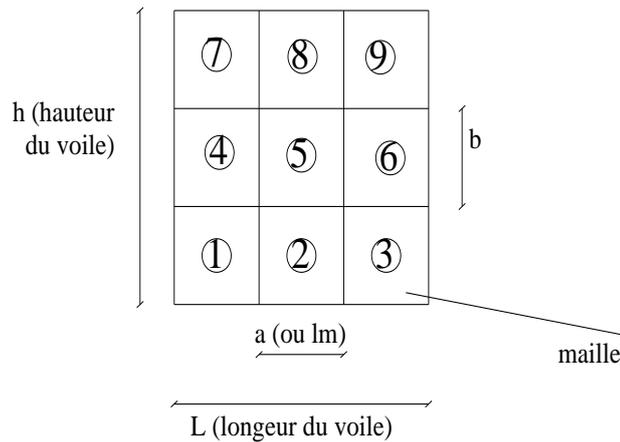


Figure.V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **ETABS.2016**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**
- **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V.29 : Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0.5	0.33

• **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

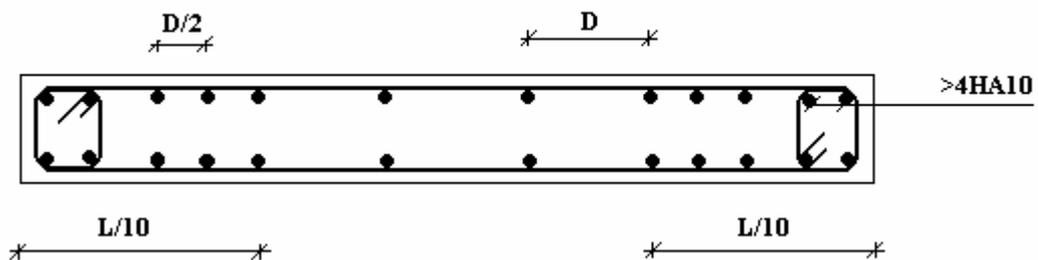


Figure V.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

$$\text{suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Modèles étudiés :

❖ **Exemple de calcul (V1) ;(V2):**

Soit le voile de longueur

$L = 1.33\text{m}$

$a = 0.2 \text{ m}$ (épaisseurs)

$h_e = 4.08 \text{ m}$ (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0.44 \text{ m}$ et de section

$S_i = L^i \cdot a$.

• **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4.08 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4.08 - 0.5 = 3.58 \text{ m}$ (0.5m : hauteur de la poutre porteuse)

Tableau V.30 : Calcul de σ_{ba} pour l'exemple (V1) ; (V2)

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,8 \times 3,58 = 2.86$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 43.41$
Coefficient α	/	0,65
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,2 - 0,02) \cdot 1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a \cdot d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,65}{0,2} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14.39 \text{MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 14.39 \text{MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0.2) (1) = 0,2 \text{ m}^2$

$A_s = 2 \text{cm}^2 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

• **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$l^i = \frac{L}{3} = 0,44m$$

Avec : L=1.33m (longueurs de voile)

Tableau.V.31 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1) ; (V2)

Bande	1	2	3
La longueur de bande Li(m)	0,44	0.44	0.44
Dimensions (m ²) (a* l^i) = S _j	0,088	0,088	0 ,088
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	11,72	6,79	2,58
Force de traction F _t (MN) = $\sigma_j S_j$	1,031	0,597	0,227
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	25,78	14,93	5.68
Aciers minimaux (cm ²) Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,2 % S _{béton}	0,88	0,88	0,88
	1.76	1.76	1.76
τ (MPa)	1,38	1,99	1,65
Choix	2x5T20	2x4T20	2x2T20
$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	31,42	25,13	12,57
S _i : espacement (cm)	8,88	11	22

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \max} = 300mm.$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,99) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 6,53cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (31,42) = 20,95cm^2$$

$$A_{h \min} = (0.15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0.15}{100} (20)(44) = 1,32 cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 20,95cm^2$$

$$\text{Soit : } 2x7T14 = 21,55cm^2$$

Avec : $S_t = \frac{121}{6} = 20.17\text{cm} < S_{t\text{min}}=30\text{ cm}$ Vérifiée.

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Voile V1 ; (V2) :
- Aciers verticaux

Tableau V.32 : Calcul des armatures du voile (V1) ; (V2)

Hauteur (m)	bande	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
0-4,08	1	0,44	0,088	11,72	1,031	25,78	1,38	2x5T20	31,42	8,88
	2	0,44	0,088	6,79	0,597	14,93	1,99	2x3T20	18,85	14,67
	3	0,44	0,088	2,58	0,227	5,68	1,65	2x2T20	12,57	22
4,08-7,14	1	0,44	0,088	7,24	0,637	15,93	1,69	2x3T20	18,85	14,67
	2	0,44	0,088	2,48	0,218	5,46	1,4	2x2T20	12,57	22
	3	0,44	0,088	1,41	0,124	3,10	1,19	2x2T20	12,57	22
7,14-13,26	1	0,44	0,088	6,27	0,552	13,79	1,9	2x4T16	16,08	11
	2	0,44	0,088	1,1	0,097	2,43	1,49	2x2T16	8,04	22
	3	0,44	0,088	0,43	0,038	0,95	1,26	2x2T16	8,04	22
13,26-19,38	1	0,44	0,088	4,49	0,395	9,88	1,82	2x3T16	12,06	14,67
	2	0,44	0,088	0,44	0,039	0,97	1,32	2x2T16	8,04	22
	3	0,44	0,088	0,31	0,028	0,7	1,09	2x2T16	8,04	22
19,38-25,5	1	0,44	0,088	3,79	0,333	8,34	1,5	2x3T14	9,24	14,67
	2	0,44	0,088	1,26	0,111	2,78	1,07	2x2T14	6,16	22
	3	0,44	0,088	0,37	0,033	0,83	0,86	2x2T14	6,16	22
25,5-28,56	1	0,44	0,088	3,41	0,300	7,5	1,11	2x3T14	9,24	14,67
	2	0,44	0,088	2	0,176	4,4	0,73	2x2T14	6,16	22
	3	0,44	0,088	1,06	0,093	2,33	0,57	2x2T14	6,16	22

Aciers horizontaux

Tableau V.33 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1-V2	0-4,08 (RDC)	1.99	6.53	20.95	1.32	20.95	2x7T14	21.55	20
	4,08-7,14 (1)	1.69	5.55	12,57	1.32	12,57	2x5T14	15.39	30
	7,14-13,26 (2-3)	1.9	6.23	10.72	1.32	10.72	2x4T14	12.31	30
	13,26-19,38 (4-5)	1.82	5.97	8.04	1.32	8.04	2x3T14	9.24	30
	19,38-25,5 (6-7)	1.5	4.92	6.16	1.32	6.16	2x3T12	6.79	30
	25,5-28,56 (8)	1.11	3.64	6.16	1.32	6.16	2x3T12	6.79	30

▪ Voile (V₃) ; (V₄) :

Soit le voile de longueur

L = 1.14 m

a = 0.2 m (épaisseurs)

Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile (V₃) ; (V₄)

Hauteur (m)	bande	L _i (m)	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	τ _u (MPa)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	S _t (cm)
0-4,08	1	0,38	0,078	9,98	0,758	18,69	1,23	2x3T20	18,85	12,67
	2	0,38	0,078	5,87	0,446	11,15	1,66	2x2T20	12,57	19
	3	0,38	0,078	2,14	0,163	4,08	1,33	2x2T20	12,57	19
4,08-7,14	1	0,38	0,078	6,12	0,465	11,63	1,96	2x3T16	12,06	12,67
	2	0,38	0,078	1,77	0,135	3,38	1,6	2x2T16	8,04	19
	3	0,38	0,078	0,39	0,029	0,73	1,31	2x2T16	8,04	19
7,14-13,26	1	0,38	0,078	5,64	0,429	10,73	2,2	2x3T16	12,06	12,67
	2	0,38	0,078	0,83	0,063	1,58	1,73	2x2T16	8,04	19
	3	0,38	0,078	0,55	0,042	1,05	1,43	2x2T16	8,04	19
13,26-19,38	1	0,38	0,078	4,06	0,309	7,73	2,01	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	0,69	0,052	1,31	1,51	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	0,43	0,033	0,83	1,23	2x2T14	6,16	19
19,38-25,5	1	0,38	0,078	3,98	0,302	7,56	1,52	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	1,2	0,091	2,28	1,15	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	0,62	0,047	1,18	0,94	2x2T14	6,16	19
25,5-28,56	1	0,38	0,078	2,61	0,198	4,96	0,94	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	1,91	0,145	3,63	0,53	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	1,21	0,092	2,30	0,46	2x2T14	6,16	19

Aciers horizontaux

Tableau V.35 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ _u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h adopté (cm ²)	S _t (cm)
V3-V4	0-4,08 (RDC)	1.66	5.45	12,57	1.14	12,57	2x5T14	15,39	30
	4,08-7,14 (1)	1.96	6.43	8,04	1.14	8,04	2x3T14	9,24	30
	7,14-13,26 (2-3)	2.2	7.22	8,04	1.14	8,04	2x3T14	9,24	30
	13,26-19,38 (4-5)	2.01	6.60	6,16	1.14	6,60	2x3T12	6,79	30
	19,38-25,5 (6-7)	1.52	4.99	6,16	1.14	6,16	2x3T12	6,79	30
	25,5-28,56 (8)	0.94	3.08	6,16	1.14	6,16	2x3T12	6,79	30

▪ Voile (V₅) ; (V₆) ; (V₇) ; (V₈) :

Soit le voile de longueur

L = 1.14m

a = 0.2 m (épaisseurs)

Tableau V.36 : Calcul des armatures du voile (V₅) ; (V₆) ; (V₇) ; (V₈)

Hauteur (m)	Bande	L _i (m)	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	τ _u (MPa)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	S _t (cm)
0-4,08	1	0,38	0,078	7,15	0,543	13,59	1,24	2x3T20	18,85	12,67
	2	0,38	0,078	3,04	0,231	5,78	1,74	2x2T20	12,57	19
	3	0,38	0,078	1,24	0,094	2,36	1,35	2x2T20	12,57	19
4,08-7,14	1	0,38	0,078	2,49	0,189	4,73	1,5	2x3T16	12,06	12,67
	2	0,38	0,078	0,12	0,009	0,23	1,25	2x2T16	8,04	19
	3	0,38	0,078	0,53	0,040	1,01	1,01	2x2T16	8,04	19
7,14-13,26	1	0,38	0,078	2,95	0,224	5,61	1,61	2x3T16	12,06	12,67
	2	0,38	0,078	0,16	0,012	0,3	1,49	2x2T16	8,04	19
	3	0,38	0,078	0,57	0,043	1,08	1,18	2x2T16	8,04	19
13,26-19,38	1	0,38	0,078	2,81	0,214	5,35	1,49	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	0,21	0,016	0,40	1,41	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	0	0	0	1,1	2x2T14	6,16	19
19,38-25,5	1	0,38	0,078	2,53	0,192	4,81	1,14	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	0,56	0,043	1,08	1,15	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	0,46	0,035	0,88	0,88	2x2T14	6,16	19
25,5-28,56	1	0,38	0,078	2,34	0,159	3,98	0,68	2x3T14	9,24	12,67
	2	0,38	0,078	0,99	0,075	1,88	0,77	2x2T14	6,16	19
	3	0,38	0,078	1,17	0,089	2,23	0,6	2x2T14	6,16	19

Aciers horizontaux

Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ _u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h adopté (cm ²)	S _t (cm)
V5 -V6-V7 -V8	0-4,08 (RDC)	1.74	5.70	12,57	1.14	12,57	2x5T14	15,39	30
	4,08-7,14 (1)	1.5	4.92	8,04	1.14	8,04	2x3T14	9,24	30
	7,14-13,26 (2-3)	1.61	5.28	8,04	1.14	8,04	2x3T14	9,24	30
	13,26-19,38 (4-5)	1.49	4.89	6,16	1.14	6,16	2x3T12	6,79	30
	19,38-25,5 (6-7)	1.15	3.77	6,16	1.14	6,16	2x3T12	6,79	30
	25,5-28,56 (8)	0.77	2.53	6,16	1.14	6,16	2x3T12	6,79	30

Niveau (RDC)

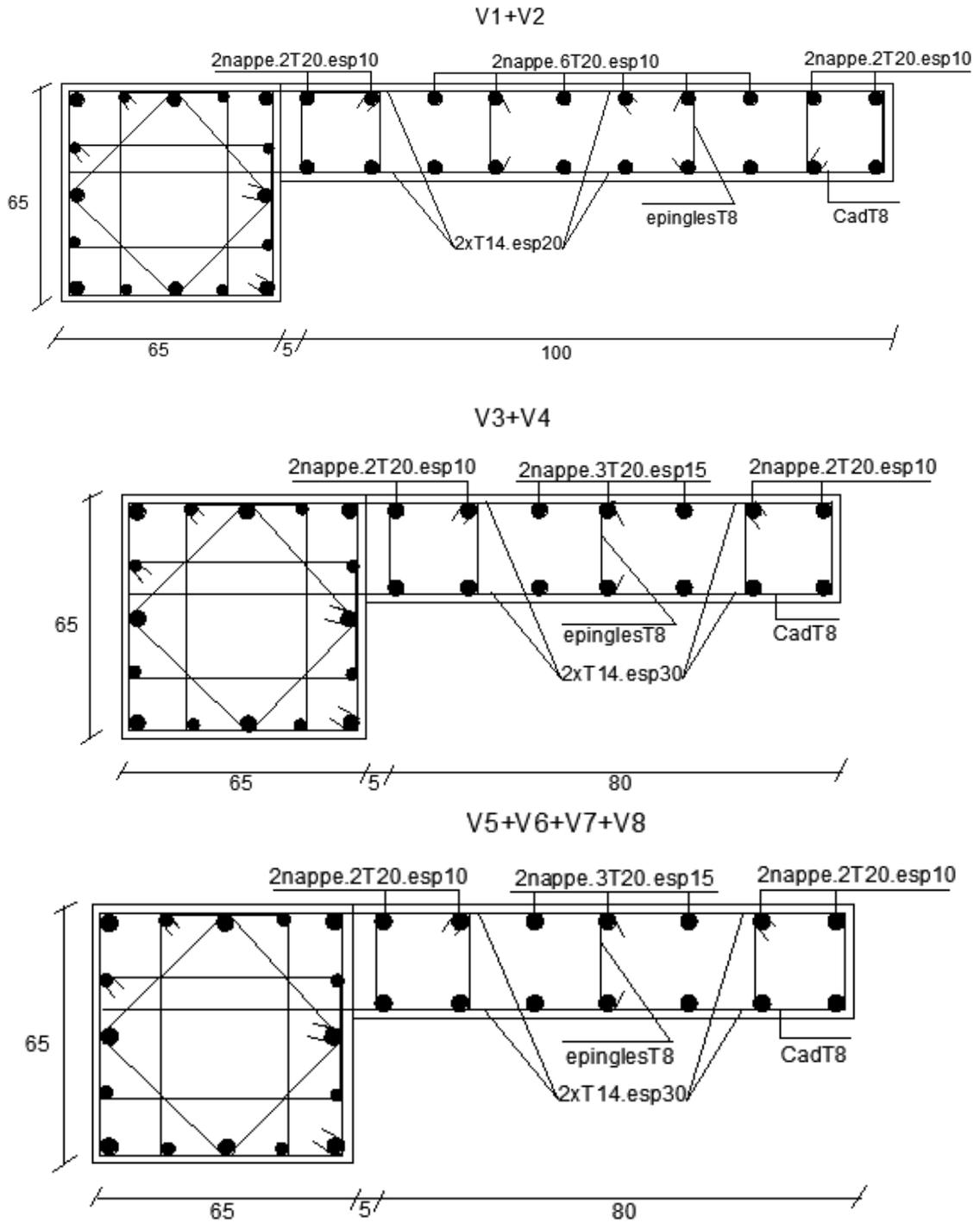


Figure V.10 : Schémas de ferraillage des voiles niveau RDC coupes horizontales

CHAPITRE VI

ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante Q sous poteaux
 - Semelle filante croisées
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol σ_{sol} .

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars, selon un rapport du sol.

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

Remarque : les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.4. Semelle filante

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50\%$)

On doit vérifier que : $S_{seml} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	14036,79	26,70	2,63	2,65	70,76
2	16763,99	26,70	3,14	3,15	84,11
3	12459,29	26,70	2,33	2,35	62,75

$$S_s = 70,76 + 84,11 + 62,75 = 217,62 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 291,28 = 145,64 \text{ m}^2.$$

$S_s > 0,5 S_b$ condition non vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

VI.5. Radier Nervuré

VI.5.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

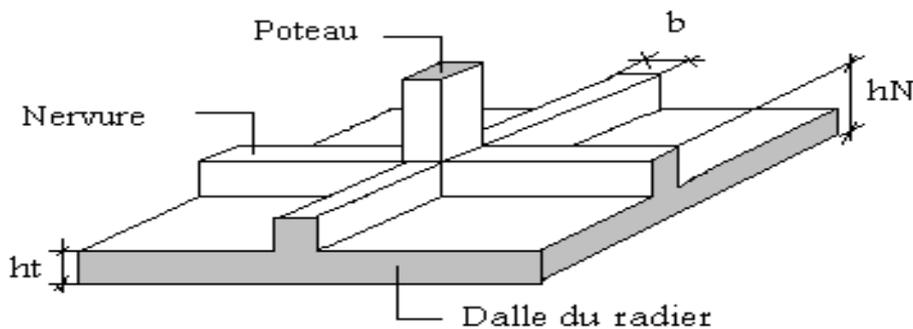


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.5.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{ser} = 43260,07 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 216,30 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 291,28 \text{ m}^2$

Calcul du rapport $\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{230,06}{291,28} = 0,7426 \rightarrow 74,26 \% \text{ de la surface de l'assise}$

Donc la surface totale du radier est $291,28 \text{ m}^2$

VI.5.3. Prédimensionnement de radier

a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

✚ Condition forfaitaire

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 560 \text{ cm} \rightarrow h_1 \geq 28 \text{ cm}$$

On prend :

$$\boxed{h = 50 \text{ cm}}$$

b. nervure :

✚ La largeur des nervures :

• Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

Donc

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

✚ La hauteur de nervure :

• Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 5,60 \text{ m}$

$$\Rightarrow 37,33 \text{ cm} < h_{N1} < 56 \text{ cm}$$

On prend :

$$\boxed{h_{N1} = 50 \text{ cm}}$$

• Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2620,0113 \text{ kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (65x65).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$\boxed{h_{N2} \geq 50,44 \text{ cm}}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle $(b=(4,95+4,45)/2=4,7m)$.

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 :

- Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm³]

Tableau VI.2 : Choix la hauteur de nervure.

	H _{nervure}	I _{nervure} (m ⁴)	Le (m)	π/2 Le (m)	Vérification	Observation
x-x	0,7	0.1343	2,75	4,32	<5,10	Non vérifier
	0,9	0,2855	3,32	5,22	>5,10	Vérifier
y-y	1	0,3917	3,59	5,65	>5,60	Vérifier

On prend : **h_{N3} = 1 m** pour les deux sens

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1ml$

N_u=N_{u1} (superstructure)

On a :

N_u = 51089,0783 KN (**ETABS2016**)

S = 291,28 m²

L max = 5.60 m

b=0,60m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 36,38cm$$

$$\Rightarrow h_{N4} \geq 36,38cm$$

➤ **Conclusion :**

$$h \geq \text{Max}(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}; h_{N4}) = 1m$$

On prendre :

h_N=1m

• **Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 50 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \rightarrow \text{sencc}(x - x); b = 60 \text{ cm} \rightarrow \text{sencc}(y - y) \end{cases}$

VI.5.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,68 \text{ m} \\ Y_G = 5,33 \text{ m} \end{cases}$$

b- Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 8900 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 63447,25 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.5.5. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$$

N : charge verticale permanente.

$$N = N_S + N_R + N_N$$

Avec

N_S : Poids propre de la structure .

N_R : Poids propre du radier.

N_N : Poids propre de nervure .

$$N_S = 43260,07 \text{ kN}$$

$$N_R = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 291,28 \times 0,5 = 3641 \text{ kN}$$

$$N_N = 160,1 \times 1 \times 25 = 4002,5 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 50903,57 \text{ KN.}$$

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure: $M_{0x} = 64860,2772 \text{ kN.m}$

$$M_{0y} = 71500,55 \text{ kN.m}$$

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure: $V_{0x} = 3548,7449 \text{ KN}$

$$V_{0y} = 3260,4511 \text{ KN}$$

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 4,25 \text{ m.}$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.3 : Résultats de calcul de la stabilité du radie

N(kN)	$M_{rx}(\text{kN.m})$	$M_{ry}(\text{kN.m})$	$e_x \text{ (m)}$	$e_y \text{ (m)}$	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
50903.57	79942.44	85357.47	1,57	1,68	6,84	2,66	Vérifiée

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à $B/4$; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.6. Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = \sum N_{SER(\text{super structure})} = 37356,6983 \text{ Kn}$

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{37356.6983}{291.28} = 128.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 128.25 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 51089,0783 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	298.27	52.52	236.83
Sens y-y	182.57	168.22	178.98
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

ELS:

$$N_{ser} = 37356,6983 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	251.13	5.37	189.69
Sens y-y	135.42	121.01	131.82
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

❖ **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante :

ELU: $\rightarrow \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 236.83kN/m^2$

ELS: $\rightarrow \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 189.69kN/m^2$

VI.5.7. Ferrailage du radier

a. Ferrailage de la dalle du radier

✚ Détermination des efforts

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

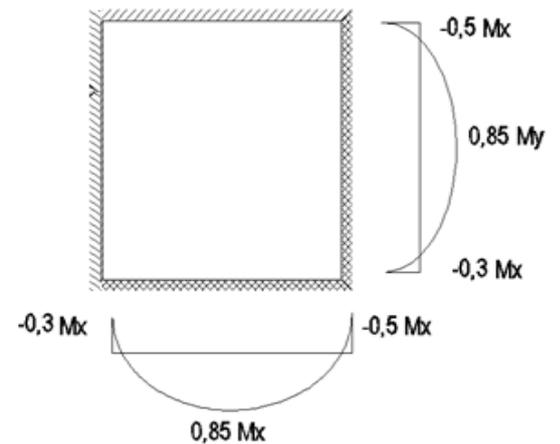
$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre appui).

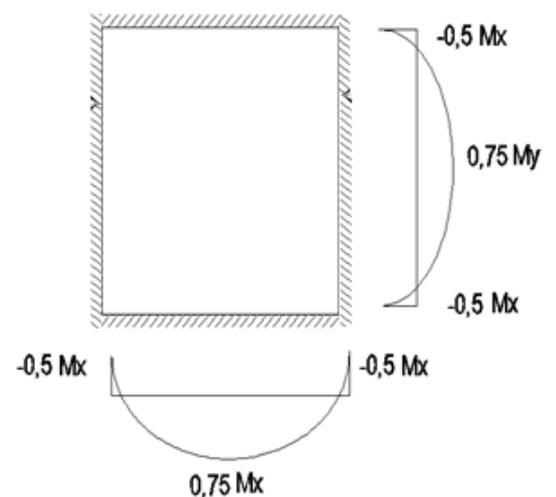


➤ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$



✚ Valeur de la pression sous radier

ELU :

$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 236.83kN/m$

ELS :

$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 189.69kN/m$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)



On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P ₁	4,45	4,95	0,90	0,0456	0,7834	236,83	213,86	181,78	167,54	142,41	106,93



Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P ₁	4,45	4,95	0,90	0,0528	0,8502	189,69	198,33	168,58	168,62	143,33	99,17



Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (Organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm ; h=50cm
d=0,9h=45cm

Tableau VI.8 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	181,78	0.063	0.082	43.53	12.00	7T20	21.99	15
	y-y	142,41	0.049	0.064	43.85	9.33	7T20	21.99	15
Appui	x-x	106,93	0.037	0.047	44.15	6.96	7T16	14.07	15
	y-y								

Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t=15cm

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=15cm



Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2 < 10.05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

✚ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	168,58	21.99	14.24	408263.93	5.88	15	190.52	201,63	Vérifie
	y-y	143,33	21.99	14.24	408263.93	4.99	15	161.98	201,63	Vérifie
Appuis	x-x	99,17	14.07	11.83	287363.08	4.08	15	171.71	201,63	Vérifie
	y-y									

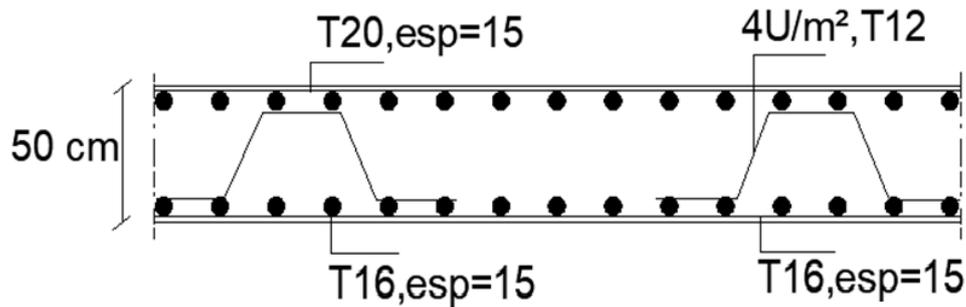


Figure VI.2: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b . Ferrailage des nervures :

✚ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : Mt=0,85M₀

Sur appuis : Mt=0,50M₀

✚ Calcul des armatures :

b=60cm ; h=100cm ; d=90cm

• Sens non porteur (x-x) :

L=4.45m ; P=236.83kN/ml

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	498.29	0,072	0,094	86.62	16.54	6T20	18.85
Appuis	293.11	0,043	0,054	88.04	9.57	6T20	18.85

• Sens porteur (y-y) :

L=4.95m ; P=236.83kN/ml

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	616.56	0.090	0.117	85.77	20.67	8T20	25.13
Appuis	362.68	0.053	0.068	87.55	11.91	6T20	18.85

✚ Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,80cm^2 < 8,04cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

b.3. 2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	399.11	18.85	24.79	1507041.3	6.57	15	235.25	201,63	Non vérifier
	y-y	493.84	25.13	27.93	1888144.9	7.31	15	218.35	201,63	Non vérifier
Appuis	x-x	234.77	18.85	24.79	1507041.3	3.86	15	138.38	201,63	Vérifier
	y-y	290.49	18.85	24.79	1507041.3	4.79	15	171.23	201,63	Vérifier

❖ **Commentaire :**

Les contraintes dans les aciers sur travées ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

❖ **Redimensionnement de la section d'armature**

Tableau. VI.13 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	16.54	8T20	25.13
	y-y	20.67	9T20	28.27

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	399.11	25.13	27.93	1888144.9	7.31	15	176.46	201.63	OK
	y-y	493.84	28.27	27.93	1888144.9	7.31	15	194.09	201.63	OK

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : τ_u < τ̄_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa

Avec : τ_u = $\frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{236.83 \times 4.95}{2} = 586.15.kN$$

$$\tau_u = \frac{586.15 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.09MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

❖ **Ferrailage transversale**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

* $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e}$ (K = 1 pas de reprise de bétonnage)

* S_t ≤ Min(0,9d; 40cm) = 40cm

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) = 0,55 \text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \varphi_l \right) = 25 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courant}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{cm}$$

Fe=400MPa ; $\tau_u=1.09 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1 \text{Mpa}$; b=60cm ; d=90cm

On trouve :

$S_t=15 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 5.4 \text{cm}^2$$

On prend : 5T10=5.50 cm²

Armature de peau

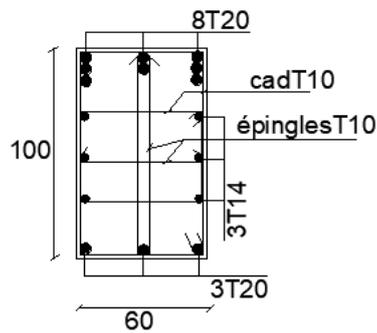
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courants on a $3 \text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

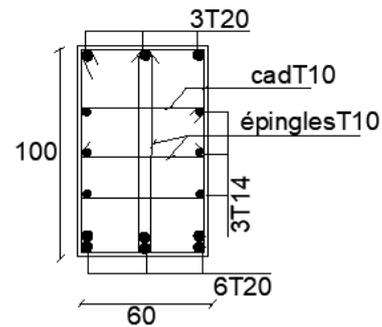
$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **3T14 = 4.62 cm²**

sens non porteur X-X

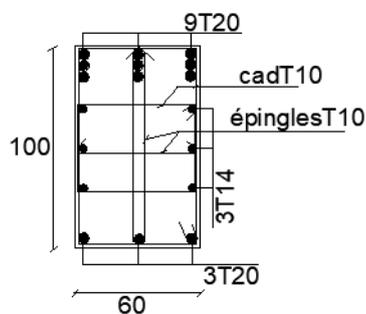


Travée

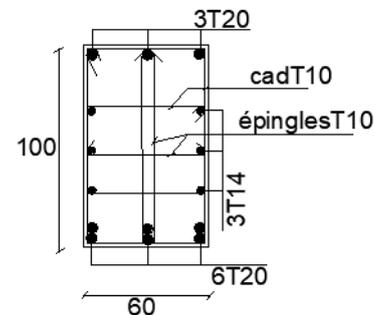


Appui

sens porteur Y-Y



Travée



Appui

Figure VI.3 : Ferrailage des nervures.

VI.6. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.6.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.6.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20$ cm (Section du voile).

VI.6.3. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,79$ m ; $L_y=4,45$ m.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

k_0 = Coefficient de poussée = $tg^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$.

γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d=18,00$ kN/m³).

H = Hauteur du voile (H=3.79m).

ϕ : Angle de frottement interne du remblai = 20°.

$\phi = 20^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,490$

Donc $P_i = K_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 33,43$ kN/ml $\Rightarrow P_u = 1,35P_i = 45,13$ kN/ml

VI.6.4. Effort dans la Dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x=0,0506$; $\mu_y=0,6864$

$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 32,80$ kN.m

$M_y = \mu_y M_x = 22,51$ kN.m

- Moment en travée

$M_{tx}=0,85M_x=27,88$ kNm

$M_{ty}=0,85M_y=19,13$ kNm

- Moment sur appuis

$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=16,4$ kNm

VI.6.5. Calcul du Ferrailage

$b=100$ cm ; $h=20$ cm ; $d=18$ cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z-z	27,88	0,061	0	0,079	17,43	4,60	4T16	2x8.04	25
	y-y	19,13	0,042	0	0,054	17,61	3,12	4T14	2x6.16	25
Appuis	z-z	16,4	0,036	0	0,046	17,67	2,67	4T12	2x4.52	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2 < 9,05\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le **RPA99** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \cdot 100 \cdot 15 = 2 \text{ cm}^2 < 9,05\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 63,27\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 57,01\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 63,27\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{15,20 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,35\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS

 **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0506; \mu_y = 0,6864$$

$$Q_{ser} = 33,43\text{kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 24,30\text{kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 16,68\text{kN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 20,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 14,18 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 12,15 \text{ kN.m}$$

 **Vérification des constraints**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trv	z-z	20,66	16.08	7.21	40575	3.67	15	82.41	201.6	Vérif
	z-z	14,18	12.31	6.51	33573.9	2.75	15	72.79	201.6	Vérif
App	z-z y-y	12,15	9.05	5.76	26695.2	2.62	15	83.56	201.6	Vérif

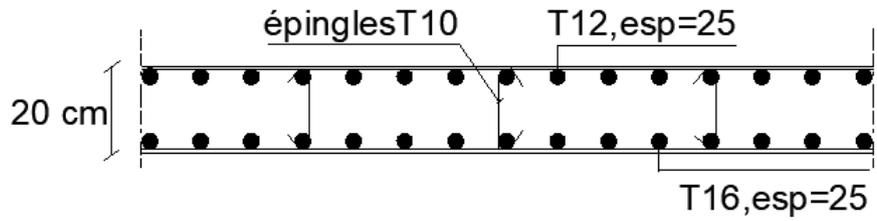


Figure VI.4 : Ferrailage du Voile Périphérique sens z-z.

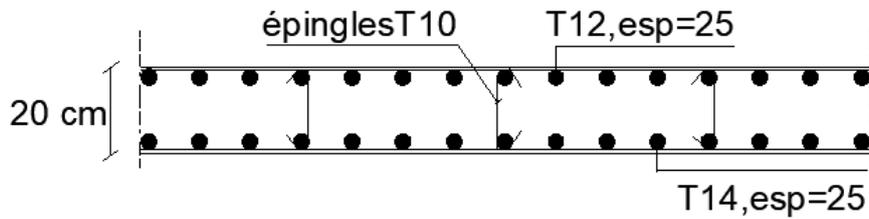


Figure VI.5 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

PANNEAUX SOLAIRES

VII.1. INTRODUCTION

Depuis le début du siècle, la consommation énergétique mondiale est en très forte croissance dans toutes les régions du monde. Il semble que tendanciellement, les consommations d'énergie vont continuer à augmenter, sous l'effet de la croissance économique d'une part, et de l'augmentation de la consommation d'électricité par habitant d'autre part, quels que soient les cas de figures envisagés.

Pour cela les énergies renouvelables, énergies vertes, apparaissent à nos jours et à long terme comme la solution adéquate qui couvre ce besoin énergétique en diminuant l'inconvénient majeur émis par les énergies fossiles et fissiles : le gaz à effet de serre.

Parmi les énergies renouvelables qui connaissent jours après jours des développements considérables : l'énergie solaire.

L'énergie solaire est l'énergie transmise par le soleil sous la forme de lumière et de chaleur par des dispositifs qui sont les panneaux solaires ; ces derniers convertissant une partie du rayonnement solaire en énergie thermique ou électrique

VII.2. TYPES DES PANNEAUX SOLAIRES

On distingue trois types de panneaux solaires :

1. les panneaux solaires thermiques, appelés « capteurs solaires thermiques », « collecteurs solaires » ou improprement « capteurs solaires », qui piègent la chaleur du rayonnement solaire et la transfèrent à un fluide caloporteur. La version la plus puissante est dénommée centrale solaire thermodynamique.
2. les panneaux solaires photovoltaïques, appelés « modules photovoltaïques », ou improprement « panneaux solaires », convertissent le rayonnement solaire en électricité. Le regroupement de nombreux panneaux solaires à un même endroit est dénommée centrale solaire photovoltaïque.
3. les panneaux photovoltaïques hybrides qui combinent les deux technologies précédentes et produisent à la fois de l'électricité et de la chaleur tout en améliorant le rendement des panneaux solaires photovoltaïques en évitant la surchauffe des modules. Cette combinaison peut être considérée comme de la cogénération¹.

Dans les trois cas, les panneaux sont habituellement plats, d'une surface approchant plus ou moins 1 m² pour faciliter et optimiser la pose. Les panneaux solaires sont les composants de base de la plupart des installations de captation d'énergie solaire.

VII.3. DIFFÉRENTS TYPES DES CELLULES PHOTOVOLTAÏQUES

Matériau	Rendement	Longévité	Caractéristique
Silicium monocristallin	12 à 18% (24,7% en laboratoire)	20 à 30 ans	* Très performant * Stabilité de production. * Méthode de production coûteuse et laborieuse.
Silicium Poly- cristallin	11 à 15% (19,8% en laboratoire)	20 à 30 ans	* Adapté à la production à grande échelle. * Stabilité de production, Plus de 50% du marché mondial.

Dans notre projet on utilise les panneaux solaires hybrides fixe (**figure VII.1**), qui donne une double production d'énergie sous forme d'électricité et de chaleur, avec un seul panneau ayant les mêmes dimensions et le même aspect extérieur qu'un panneau photovoltaïque standard.

Cette innovation technologique majeure permet de répondre à l'ensemble des besoins énergétiques des bâtiments en minimisant la surface occupée en toiture.

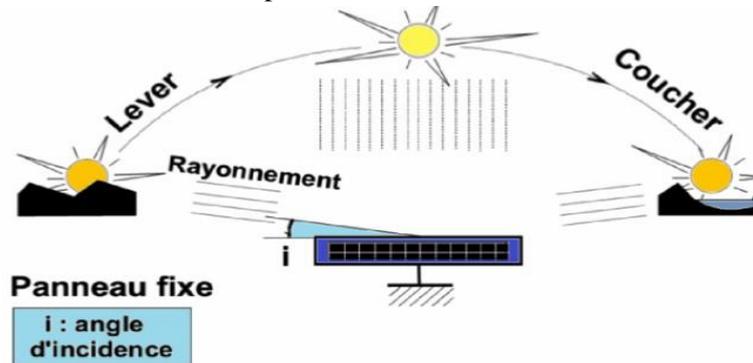


Figure VII.1: panneaux solaires hybrides fixe

VII.4. LES CARACTERISTIQUES DES PANNEAUX SOLAIRE HYBRIDES [11] :

Leurs caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Caractéristiques techniques de panneau solaire hybride SPRING

Caractéristiques techniques
Longueur : 165 cm
Largeur : 99 cm
Cadre de faible épaisseur : 35 mm
Poids : 22 kg
Cellules photovoltaïques : Monocristallines, 5bus bar
Capacité : 280 Wh
Finition : Noire intégrale
Raccords électriques : Connecteurs de type MC4, référence du marché
Raccords hydrauliques : DualQuickfit® permettant une pose Plug'n Play
Compatible avec tous les systèmes de pose en toiture

VII.5. LE FONCTIONNEMENT DES PANNEAUX SOLAIRES HYBRIDES :

Également appelé capteur solaire mixte ou capteur PV/T-pour photovoltaïque et thermique , le panneau solaire hybride permet de produire à la fois de l'électricité et de la chaleur .ses deux faces sont utilisées : coté soleil ,tout fonctionne comme sur n'importe quel panneau photovoltaïque , et les cellules produisent de l'électricité au contact du rayonnement solaire .cote intérieur , un capteur solaire thermique va capter la chaleur du soleil, bien sûr mais aussi celle produite par les captures photovoltaïque au-dessus de lui.

VII.6. LE CAPTEUR SOLAIRE HYBRIDE :

On le sait, les cellules photovoltaïques produisent de l'électricité. Mais elles produisent aussi de la chaleur : dans un système classique, non seulement cette chaleur est perdue, mais en plus elle diminue le rendement des cellules photovoltaïque, qui – comme nous – deviennent fainéantes quand la température grimpe ...

Dans un capture solaires hybrides, le fluide qui circule dans la partie thermique absorbe la chaleur créée, et refroidit donc les cellules photovoltaïques : ainsi, le rendement est augmenté

VII.7. PRINCIPES DE BASE POUR L'ORIENTATION DE PANNEAUX SOLAIRE :

➤ L'orientation des capteurs

Sur terre, le soleil se lève à l'est et sa course passe par le sud pour finir à l'ouest, que vous habitez dans l'hémisphère nord ou dans l'hémisphère sud.

C'est dû à la rotation de notre astre et à la façon dont il tourne par rapport au soleil.

En conséquence, l'orientation optimale d'un panneau solaire est bien le sud, là où le soleil sera à son zénith (la position la plus haute dans le ciel) au milieu de la journée.

Vous aurez une petite perte de rendement si vous n'êtes pas dans l'axe plein sud, mais cette perte peut rester très tolérable :

- 4 à 5% en orientation sud-est ou sud-ouest.
- 10 à 20% en orientation est ou ouest.

➤ L'inclinaison des capteurs

Dans l'hémisphère nord, l'inclinaison optimale est de 30 à 35° par rapport à l'horizontale.

C'est une inclinaison qui favorise la production estivale d'électricité, quand le soleil est le plus haut dans le ciel et le plus rayonnant de l'année.

Si le panneau est bien orienté au sud, une inclinaison un peu plus ou un peu moins accentuée entrainera une petite perte, mais là encore, tolérable :

- 4% pour une inclinaison à 15°.
- 4% pour une inclinaison à 45°.

Par contre en intégration non optimale des capteurs, la perte sera plus importante :

- 10% en pose à plat.
- 30 à 40% en position verticale (intégration en façade).

La saison, avec une course différente du soleil influencera aussi l'inclinaison du capteur. Les 30° conseillés sont un bon compromis entre tous les facteurs qui influencent l'installation.

VII.8. ESTIMATION D'ENERGIE POUR LE BATIMENT :

Tableau VII.2. Estimation d'énergie pour une seule appartement [9]

BILLAN DE PUISSANCE EN MONOPHASEE				
TENSION D'ALIMENTATION 230V				
		P (W)	Duré d'utilisation (heurs)	Consommation journalière (wh)
Eclairage	Chambres d'adultes	11	4	44
	Chambres d'enfants	22	5	110
	Sale de séjour	22	6	132
	Chambre	11	4	44
	Hall	22	2	44
	Balcon	33	2	66
	Salle de bain	22	2	44
	Toilette	11	1	11
	cuisine	11	7	77
Equipements	Réfrigérateur	120	12	1440
	Congélateur	150	12	1800
	Téléviseur	75	7	525
	Climatiseur	1450	4	5800
	Divers	100	2	200
Total E CJ (1 appartement)				10337
Eclairage	S-sol	154	15	2310
Total E CJ (Bâtiment)				167702

VII.9. DETERMINATION DE NOMBRE DES PANNEAUX NECESSAIRES

L'énergie consommée par le bâtiment = 167702 Wh.

L'énergie donnée par un seul panneau = 280 Wh.

Nombre des panneaux nécessaire = $\frac{167702}{280} = 599$ panneaux.

La surface de notre toiture est =325 m².

Un panneau = 1,65 m².

Alors la surface de notre toiture n'est pas suffisante donc on propose de placé 195 panneaux sur toiture (195 panneaux ils vont alimenter le 7ème et le 8ème étages).

VII.10. POSER DES PANNEAUX SOLAIRES SUR UNE TOITURE EN BAC D'ACIER :

Pour les systèmes en toiture, les éléments de protections pour la prévention de risque professionnel sont installés, telle que **la rombaire de latérale et le filet de sécurité**

Les besoins de fixations :

- Les fixations pour bac d'acier
- Les vises auto-foreuses
- Les brides de fixations des panneaux
- Les vises de fixation
- Un mètre
- Les enduicinant
- Un cour-doux
- Des rails

Les étapes de fixations :**Etape 1 :****Repérer la position des mini-rails de fixation**

- Tracer un premier trait de cour doux, ce trait va définir la position des rails inferieures et les points de fixations les en bas de la toiture
- Tracer un trait perpendiculaire à long de bac d'acier
- Tracer un second trait de cour doux correspondant a largeur exacte de panneaux

Etape 2 :**Positionner les mini-rails de fixation**

- Positionner les mini-rails de fixation au milieu de trait de cour-doux, noter que l'extrémité de premier panneau solaire ce situera envrant 40cm de se mini-rail sur l'adroite, si vous commencer à poser les panneaux par l'adroite, laisser le reste des mini-rails envrant de 80 cm
- Positionner les mini-rails sur le second trait de cour doux, et sur les mêmes zones que les rails de bas.

Etape 3 :**Fixer les mini rails**

- Fixer les mini-rails à l'aide des vices auto-foreuses fournie

Etape 4 :**Positionner les brides de fixations****Posez les panneaux solaires**

VII.11. DESCRIPTION DU SYSTÈME [10].

. Armoire électrique :

- L'armoire électrique relie les différents éléments du générateur photovoltaïque autonome. Elle rassemble les protections réglementaires nécessaires à toute installation électrique (fusibles, disjoncteur...). Elle est divisée en deux parties :
- Une section TBT (Très Basse Tension, courant continu 12 V).
- Une section BT (Basse Tension, courant alternatif 220 V).



Figure VII.2 : Composants de l'armoire électrique

Régulateurs :

Le régulateur de charge dans un système photovoltaïque est le composant de jonction entre le générateur solaire, la batterie de stockage ainsi que les consommateurs intervenant dans le système



Figure VII.3: Régulateurs de charge 12V /20A

Onduleur :

Cet élément convertit la tension de la batterie en 230 V alternatif et permet d'utiliser des appareils standards mais néanmoins de faible consommation.



Figure VII.4: Onduleur autonome 12V - 1200W

Batteries de stockage :

C'est la réserve dans laquelle est stockée l'électricité produite par les panneaux solaires.



Figure VII.5 : Batterie solaire 12V-80 Ah

Fusibles (20A unipolaire) :

Ces éléments servent à la protection de l'installation contre les surcharges et les courts circuits.



Figure VII.6: Fusible (20A)

VII.12. PRÉCAUTIONS DE SÉCURITÉ [10]

- Régulateurs

Contrôler toujours les polarités de la batterie avant de les connecter au régulateur. La batterie est connectée avant les modules pour éviter ainsi les éventuelles surtensions susceptibles d'endommager le régulateur.

- Onduleur

Prévu uniquement pour une entrée CC 12V pas de connexion directe des modules et pas de batteries différentes de 12V. Les connexions de sortie sont aussi dangereuses que le réseau.

- Câbles de connexion

Le branchement est effectué par un câble électrique de qualité. Il devra subir les agressions du vent, de la pluie, du soleil et du gel.

La section sera d'au moins 1.5mm² et de 2.5mm² dès que la longueur excède 25m ou que la puissance du module soit supérieure à 100W.

VII.13. CÂBLAGE DE L'ARMOIRE DU GÉNÉRATEUR

Chaque deux panneaux solaires sont câblés ou regroupés en parallèle pour augmenter la puissance.

La régulateur reçoit la tension des deux panneaux (tension continue), la sortie du régulateur une tension continue de 12 volts ; donc à l'enter de l'onduleur nous avons une tension continue.

L'onduleur joue un rôle de convertisseur de tension continue en alternative de 220 volts, cette tension utilise pour alimenter les différents équipements dans la maison.

Remarque :

On peut utiliser la tension continue pour alimenter des lampes à courants continue, bien sûr nous avons une batterie pour stocker la tension continue (courant continu).

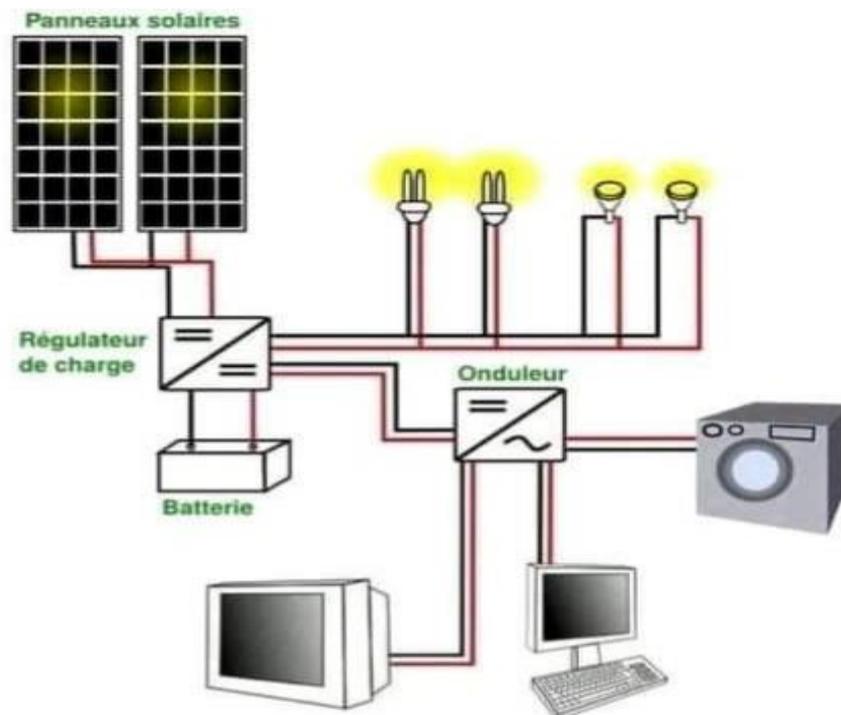


Figure VII.7: Câblage de l'armoire du générateur photovoltaïque

VII.14. CONCLUSION :

Après avoir étudié ce chapitre et concernant la production de l'électricité et la chaleur à la fois à partir d'un système hybride on a constaté que :

- Il y a différents types des panneaux solaires chacun et leur caractéristique
- Les panneaux solaires hybrides est le meilleur choix pour la production de l'électricité et la chaleur a la fois
- La quantité d'énergie produite dépend de l'inclinaison et l'orientation des panneaux solaires
- Une maison a besoin d'un 37 panneaux solaires pour produire 10337 Wh de l'énergie
- La fixation et le câblage est conforme aux conditions et aux règles dont la base est avant tout la protection du citoyen

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des éléments en béton armé et en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage dans sa partie béton ainsi que dans sa partie en charpente métallique pour la conception de la toiture qui été destinée à recevoir les panneaux solaires.

Grâce au logiciel **ETABS 2016** l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré-dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (**ETABS2016**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.

Pour les fondations du bâtiment, c'est le radier nervuré qui s'est imposée dans notre cas, pour assurer une répartition uniforme des contraintes.

La ressource globale en énergie solaire est très importante et peut contribuer de manière significative à la fourniture d'électricité au niveau mondiale.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Pour élaboration ce document nous avons utilisé :

Règlement

- [1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- [5] : Règles de conception et de calcul des structures en acier **CCM97**
- [6] : Règlement de neige et vent 2013 [**R.N.V2013**].
- [7] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thonier** (tome3).

Cours

- Béton armé (troisième année)
- Cours charpente métallique (3eme année)
- Dynamique des structures (Master 1)
- Génie Parasismique (Master 2)

Logiciels

- AUTOCAD 2018.....Dessin
- ETABS2016.....Analyse des structures
- SOCOTECFerrailage
- EXCEL 2016.....Calcul.
- SAP2000.....logiciel de simulation numérique
- WORD 2016.....Traitement du texte

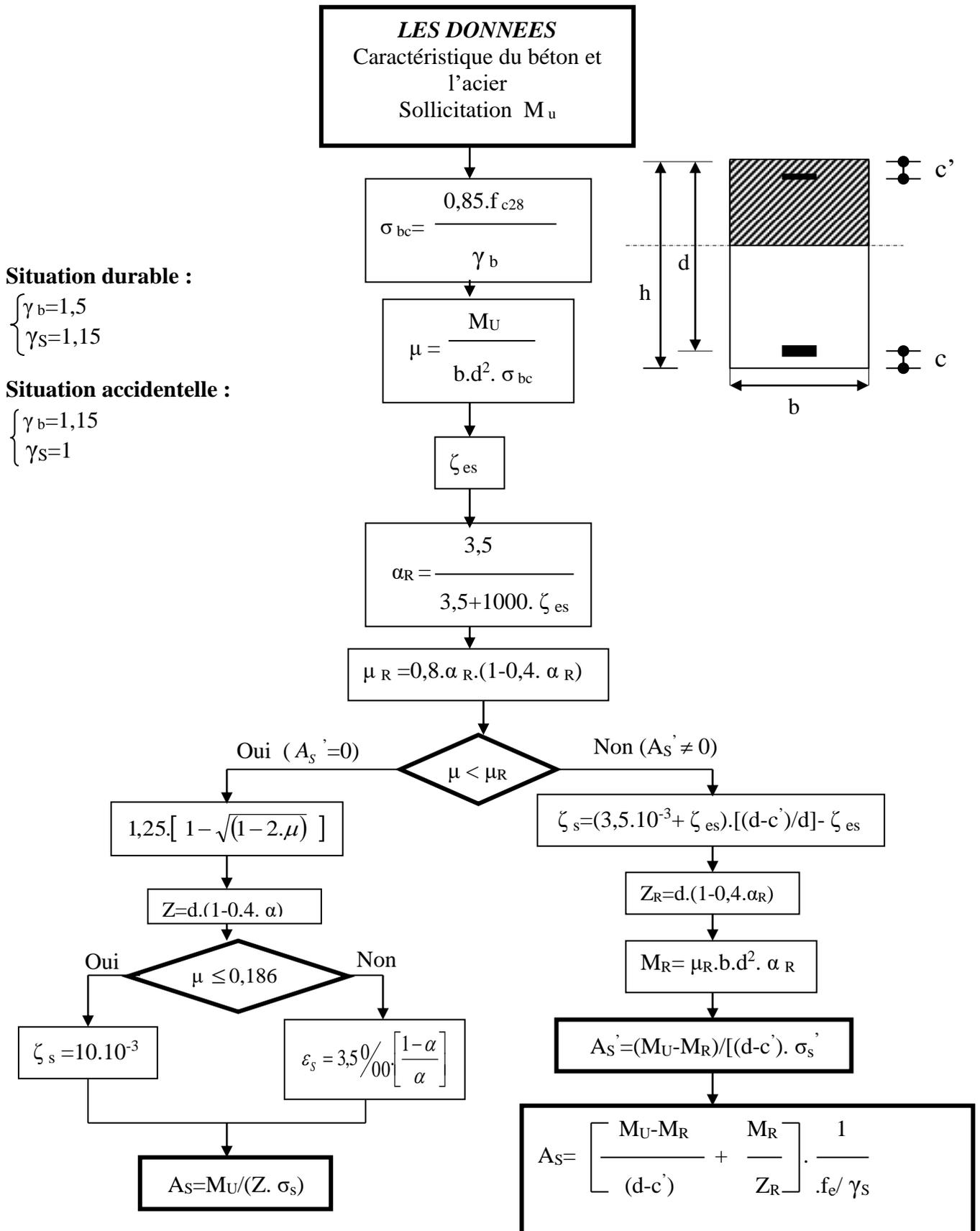
Thèse

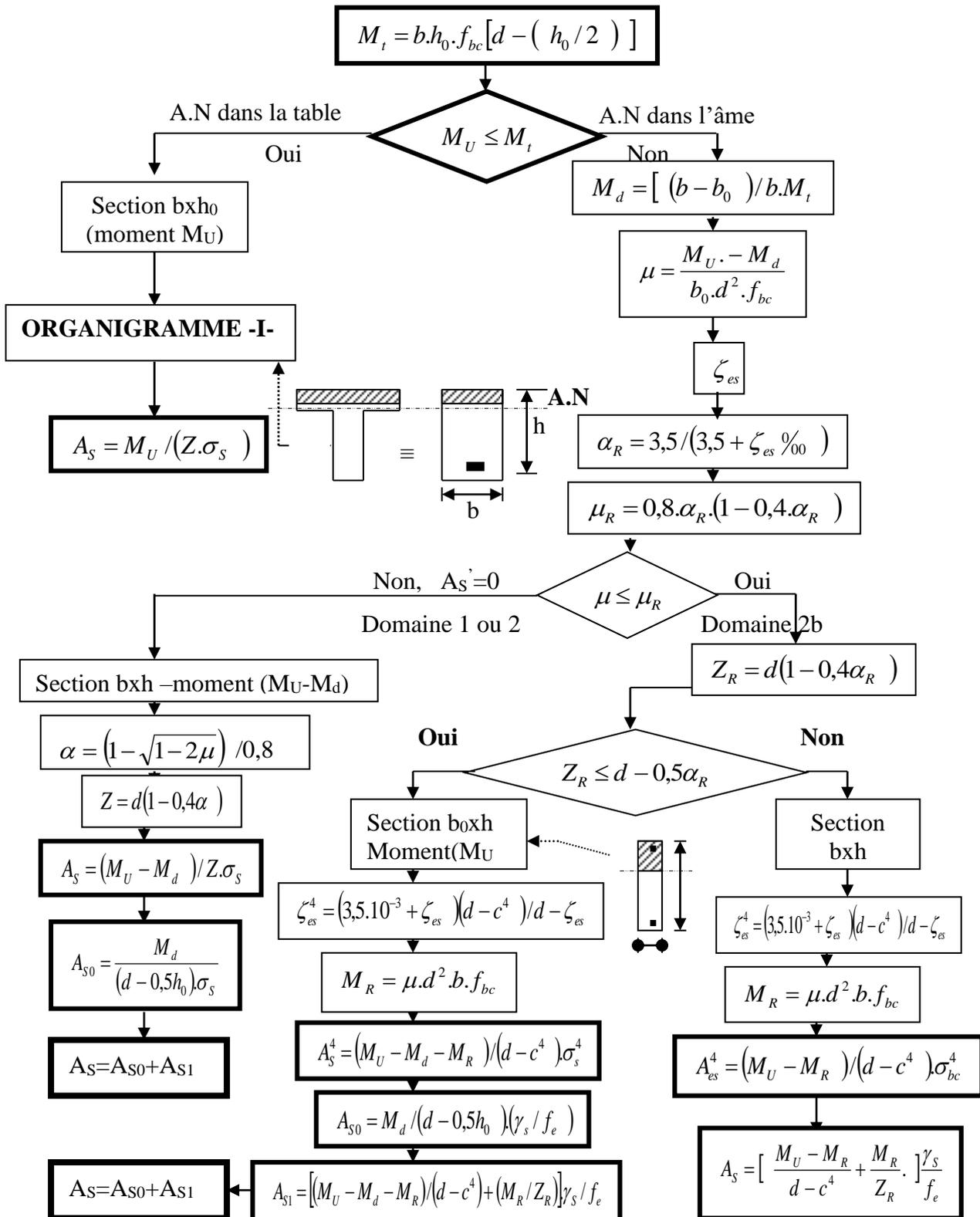
- [9] : NACEF MAHFOUD HAKIM, « Étude et réalisation d'un système intelligent d'aiguillage de sources d'énergies solaire-éolienne batteries-réseau électrique, pour application domestique, piloté par microcontrôleur » **Thèse de PFE** « Université Hassiba Ben Bouali de Chlef (U.H.B.C) » 2013.
- [10] : BRAHAMI IMEN SOUHILA, « optimisation du fonctionnement d'un générateur photovoltaïque par guidage automatique des panneaux solaires » **Thèse de doctorat** « université Djilali Liabes de sidi belabbes » 2018.

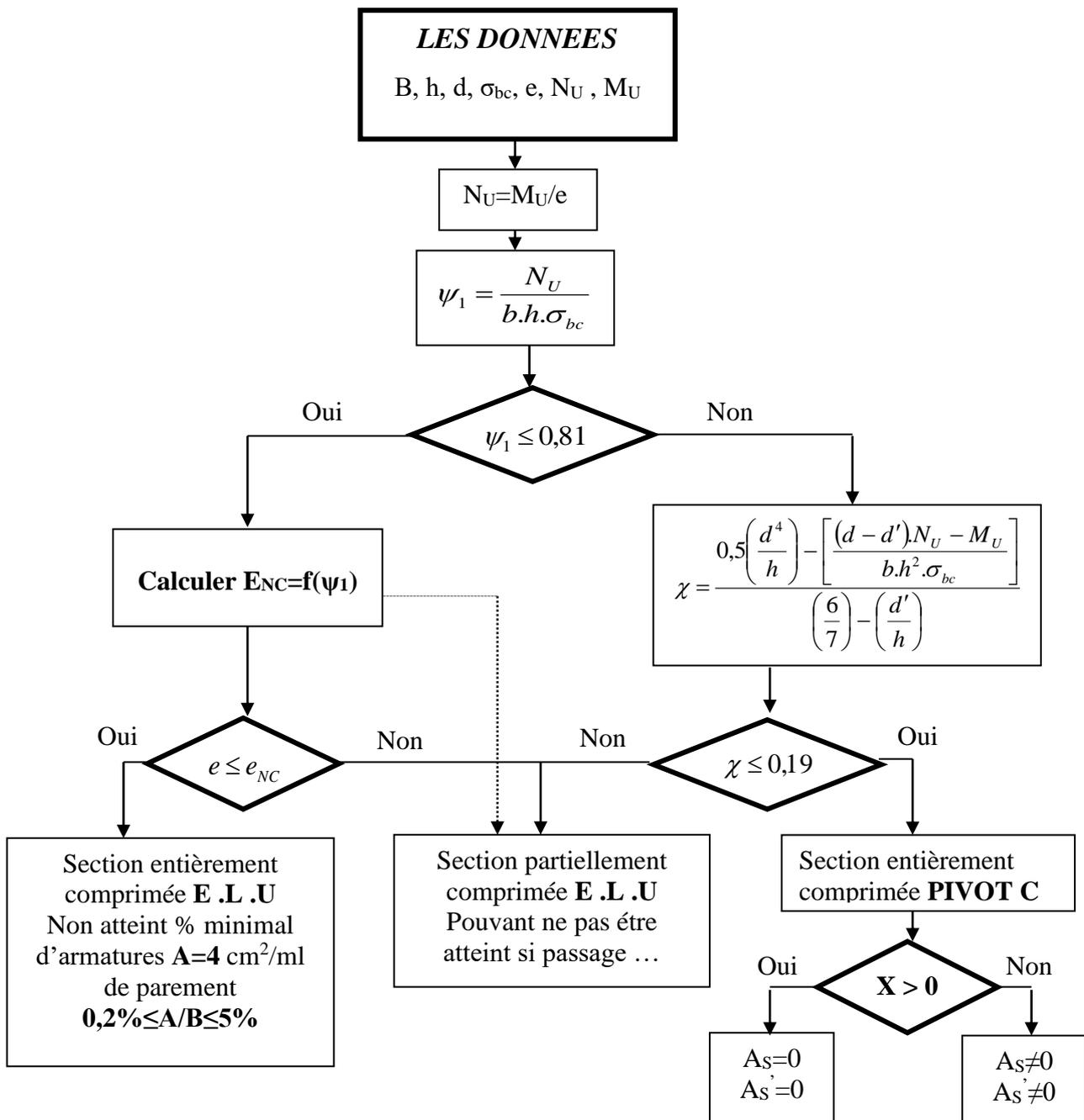
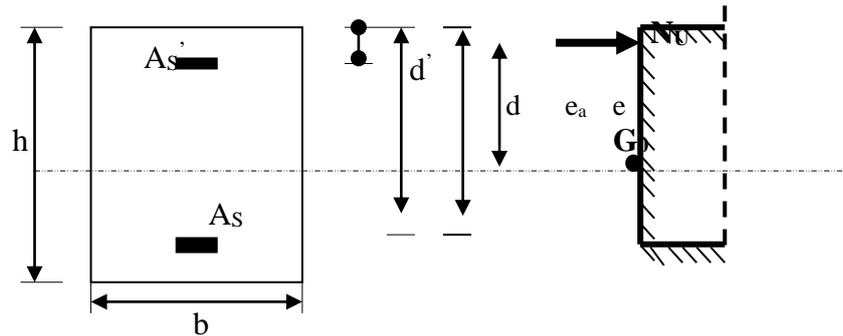
Site web

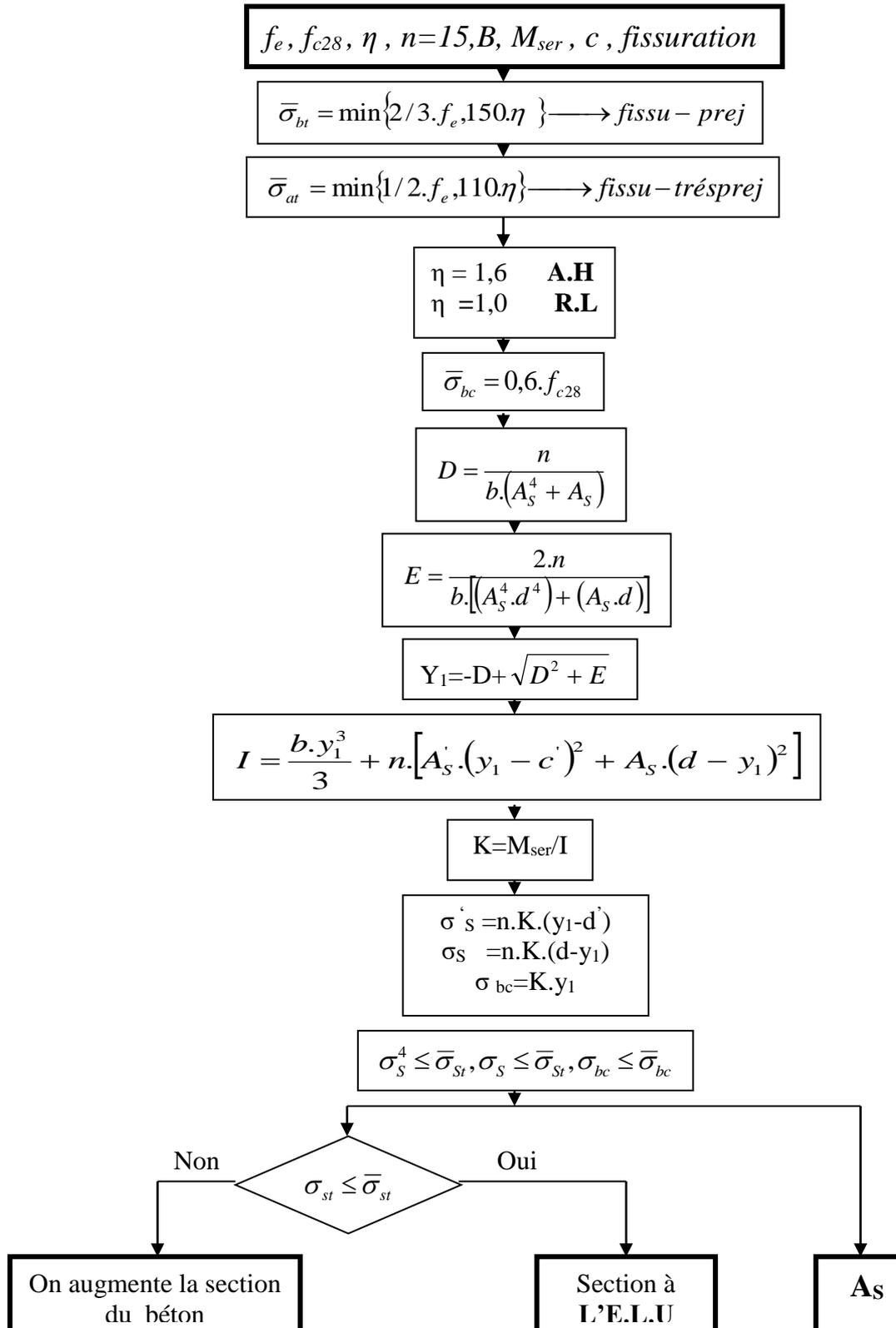
- [11] : <http://dualsun.com/fr/produit/panneau-hybride-spring/>

ANNEXES

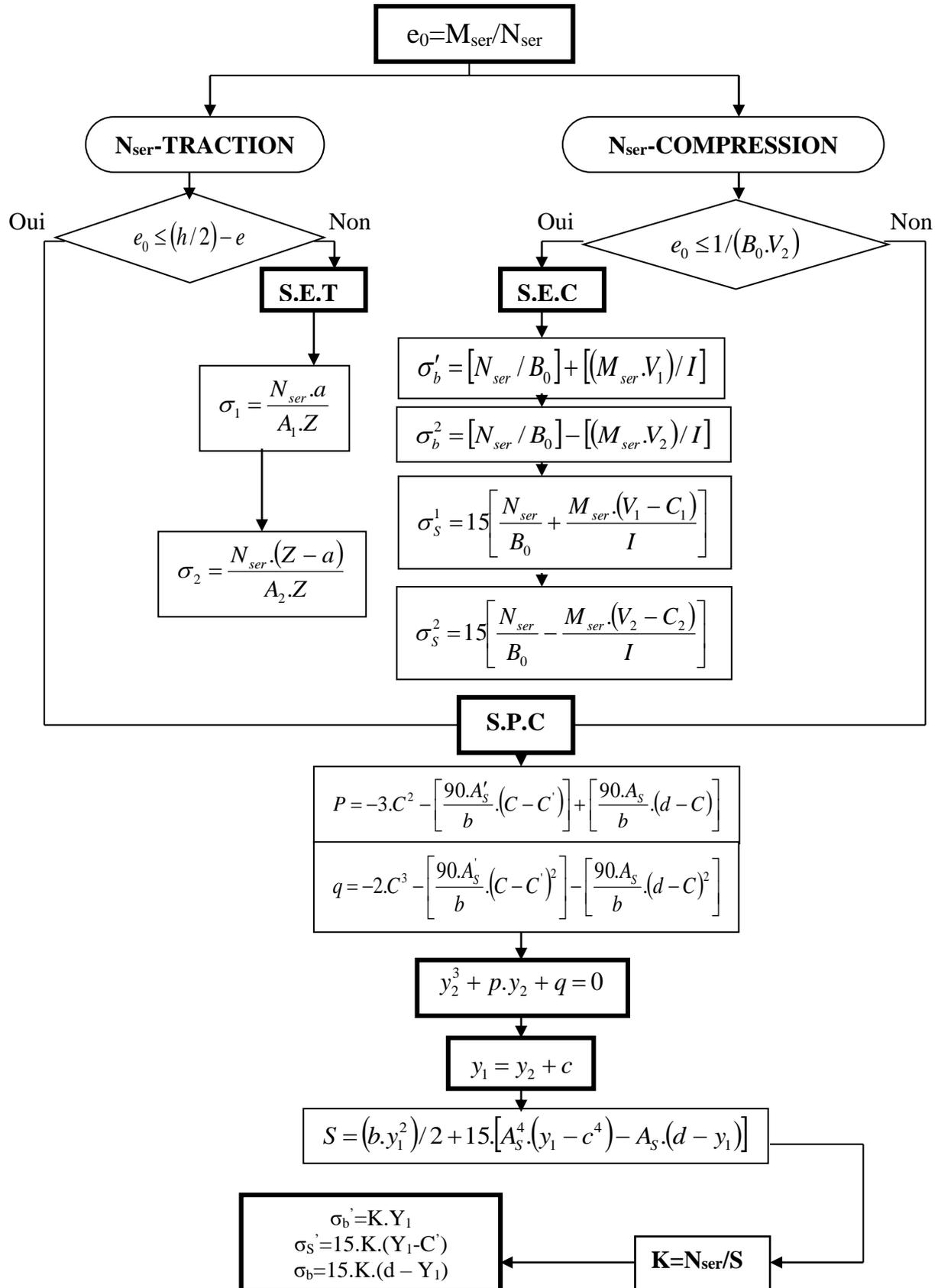
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



SECTION D'ARMATURES

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

PROFILE IPE

Poutrelles I européennes

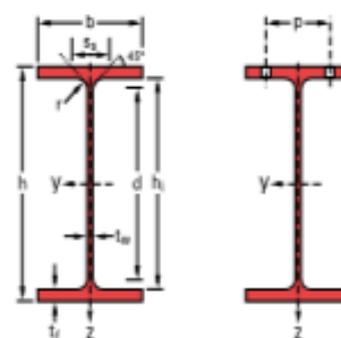
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180*	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200*	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
IPE O 220*	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	0.858	29.24
IPE A 240*	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	0.918	35.10
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	0.922	30.02
IPE O 240*	34.3	242	122	7	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	0.932	27.17
IPE A 270*	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	1.037	33.75
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	1.041	28.86
IPE O 270*	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	1.051	24.88
IPE A 300*	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	1.156	31.65
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	1.160	27.46
IPE O 300*	49.3	304	152	8	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	1.174	23.81
IPE A 330*	43.0	327	160	6.5	10	18	54.74	307	271	M16	78	96	1.250	29.09
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307	271	M16	78	96	1.254	25.52
IPE O 330*	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307	271	M16	80	98	1.268	22.24

Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1					HISTAR	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression				
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} * cm ³	i _y cm	A _{e2} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} * cm ³	i _z cm	S _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ¹ cm ⁶	S 235	S 355	S 460	S 235		S 355
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12	4.77	7.54	1.22	21.20	0.77	0.28	1	1	-	1	1	-
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70	1.2	0.35	1	1	-	1	1	-
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39	7.00	10.98	1.42	22.20	1.04	0.71	1	1	-	1	1	-
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20	1.74	0.89	1	1	-	1	1	-
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42	9.98	15.52	1.65	23.20	1.36	1.58	1	1	-	1	2	-
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92	12.31	19.25	1.65	26.70	2.45	1.98	1	1	-	1	1	-
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43	13.27	20.70	1.83	26.34	1.96	3.09	1	1	-	1	3	-
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31	16.66	26.10	1.84	30.34	3.6	3.96	1	1	-	1	1	-
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89	18.00	27.96	2.05	27.84	2.7	5.93	1	1	-	2	3	-
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9	22.16	34.60	2.05	31.84	4.79	7.43	1	1	-	1	2	-
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3	25.50	39.91	2.08	34.54	6.76	8.74	1	1	-	1	1	-
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2	23.43	36.54	2.23	32.56	4.11	10.53	1	1	-	2	4	-
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4	28.47	44.61	2.24	36.66	6.98	12.99	1	1	-	1	2	-
IPE O 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9	33.11	51.89	2.30	39.26	9.45	15.57	1	1	-	1	1	-
IPE A 220	22.2	2317	213.5	240.2	9.05	13.55	171.4	31.17	48.49	2.46	34.46	5.69	18.71	1	1	-	2	4	-
IPE 220	26.2	2772	252.0	285.4	9.11	15.88	204.9	37.25	58.11	2.48	38.36	9.07	22.67	1	1	-	1	2	-
IPE O 220	29.4	3134	282.3	321.1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06	12.27	26.79	1	1	-	1	2	-
IPE A 240	26.2	3290	277.7	311.6	9.94	16.31	240.1	40.02	62.40	2.68	39.37	8.35	31.26	1	1	-	2	4	-
IPE 240	30.7	3892	324.3	366.6	9.97	19.14	283.6	47.27	73.92	2.69	43.37	12.88	37.39	1	1	-	1	2	-
IPE O 240	34.3	4369	361.1	410.3	10.00	21.36	328.5	53.86	84.40	2.74	46.17	17.18	43.68	1	1	-	1	2	-
IPE A 270	30.7	4917	368.3	412.5	11.21	18.75	358.0	53.03	82.34	3.02	40.47	10.30	59.51	1	1	-	3	4	-
IPE 270	36.1	5790	428.9	484.0	11.23	22.14	419.9	62.20	96.95	3.02	44.57	15.94	70.58	1	1	-	2	3	-
IPE O 270	42.3	6947	507.1	574.6	11.36	25.23	513.5	75.51	117.7	3.09	49.47	24.90	87.64	1	1	-	1	2	-
IPE A 300	36.5	7173	483.1	541.8	12.42	22.25	519.0	69.20	107.3	3.34	42.07	13.43	107.2	1	2	-	3	4	-
IPE 300	42.2	8356	557.1	628.4	12.46	25.68	603.8	80.50	125.2	3.35	46.07	20.12	125.9	1	1	-	2	4	-
IPE O 300	49.3	9994	657.5	743.8	12.61	29.05	745.7	98.12	152.6	3.45	50.97	31.06	157.7	1	1	-	1	3	-
IPE A 330	43.0	10230	625.7	701.9	13.67	26.99	685.2	85.64	133.3	3.54	47.59	19.57	171.5	1	1	-	3	4	-
IPE 330	49.1	11770	713.1	804.3	13.71	30.81	788.1	98.52	153.7	3.55	51.59	28.15	199.1	1	1	-	2	4	-
IPE O 330	57.0	13910	833.0	942.8	13.84	34.88	960.4	118.6	185.0	3.64	56.59	42.15	245.7	1	1	-	1	3	-