

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب - البليدة -



FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER

Option : *STRUCTURE*

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN HOTEL

R+6+2 S-SOL AVEC PISCINE

Présenté par :

*KORCHI Nadjet
MEDJBOUR Zineb*

Encadré par :

Mr. DERBAL Ismail

Promotion-2018/ 2019-

Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur D^r DERBAL ISMAIL pour son aide et ces orientations précieuses, pour avoir accepté de nous encadrer et pour l'aide qu'il nous a accordé. Qu'il soit assurée de notre sincère reconnaissance, sans oublier M^{ME} CHERFA et M^R AICHI ABDELWAHAB pour leurs aides précieux.

Nous tenons également à remercier les membres des jurys, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles 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.

ملخص

عملنا يتمثل في دراسة هيكل فندق مكون من (طابق أرضي+6)، يحتوي على مسبح في الطابق الأول. أولاً نبدأ بدراسة بيبلوغرافية للسلوك الديناميكي للسوائل إضافة إلى تأثير الماء على سلوك الهيكل، بعد ذلك نقدم نموذج لحساب ديناميكي، أين نقوم فيه بحساب مشابه لطريقة حساب خزان مائي مرتفع بسبب التفاعلات سوائل-هيكل، السلوك الزلزالي الخزانات المائية المرتفعة يعرض ظاهرة معقدة. الفندق المكون من (طابق أرضي+6+2 طابق سفلي) ذو استخدام ومخطط غير منتظمين مع وجود تجويفات في أربع ارتفاعات خرسانية مسلحة. هذا المشروع يقع بالدار البيضاء ولاية الجزائر، وهذه المنطقة جزء من منطقة زلزالية قوية (منطقة 3). التصميم تم وفق معايير مطابقة للقواعد الجزائرية للزلازل (2003). التحليل الديناميكي أنجز عن طريق برنامج ETABS.

Résumé

Notre travail consiste à étudier la structure d'un hôtel en **RDC +6** qui comporte une piscine surélevée sur le 1^{er} étage. On commence par une étude bibliographique sur le ballonnement et le comportement dynamique des fluides ainsi que l'effet de la masse d'eau sur le comportement dynamique de la structure, par la suite un modèle de calcul dynamique sera présenté où on assimile à un calcul d'un réservoir surélevé. En raison des interactions fluides-structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe .

L'usage de cet hôtel est de forme irrégulière en plan avec un décrochement en élévation de 4 niveaux en béton armé constitué d'un **RDC+6 + 2 sous-sol**.

Ce projet est situé à Dar el Beida wilaya d'Alger qui fait partie d'une zone de forte sismicité (**zone III**). La résistance de la structure est assurée par des voiles porteur.

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (**RPA99 version 2003, BAEL99**).

L'analyse dynamique a été affectée à l'aide de logiciel **ETABS**.

Sommaire

Remercîments
Dédicace
Résumé
Liste des tableaux
Liste des figures
Liste des symboles
Liste des références
Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.	Présentation de l'ouvrage.....	
I.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2.	Situation.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.	Caractéristiques géométriques.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.	Partie 1 : Le bâtiment se caractérise par sa forme irrégulière en plan.	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.	Partie 2 : piscine	Erreur ! Signet non défini.
I.4.	Description structurale.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.	Ossature	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2.	Les Planchers.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3.	Escalier et ascenseur.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.4.	Maçonnerie.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.5.	Infrastructure	Erreur ! Signet non défini.
I.5.	Classification selon [1]	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.	Le Béton	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2.	Acier	Erreur ! Signet non défini.
I.6.	Hypothèses de calcul	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.	Pré-dimensionnement.....	
II.1.	Introduction	10
II.2.	Pré dimensionnement des planchers.....	10
II.2.1.	Corps creux	10
II.2.2.	Dalle pleine	11
II.3.	Pré dimensionnement Poutres	11

II.3.1.	Les poutres principales.....	11
II.3.2.	Les poutres secondaires.....	12
II.4.	Pré dimensionnement poteaux.....	13
II.4.1.	Descente de charge.....	13
a).	Charges permanentes.....	13
b).	Charges d'exploitation.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2.	La loi de dégression des charges d'exploitation...	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3.	La loi de dégression.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.4.	Procédure de pré dimensionnement.....	Erreur ! Signet non défini.
a).	Poteaux central (circulaire).....	Erreur ! Signet non défini.
b).	La sections de poteaux d'angle (forme L).....	20
c).	Poteaux de forme T.....	22
d).	Poteau voile (central).....	25
e).	Poteau voile (de rive).....	28

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III.	Calcul des éléments secondaires.....	
III.1.	Garde-corps.....	30
III.1.1.	Définition.....	30
III.1.2.	Calcul des charges sollicitant garde-corps.....	30
a).	Charge permanente et charge d'exploitation.....	30
b).	Détermination des efforts.....	31
III.1.3.	Ferraillage de garde-corps.....	31
a).	Condition de non fragilité.....	32
b).	Armature de répartition.....	32
III.1.4.	Vérification à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.	Vérification des contraintes.....	Erreur ! Signet non défini.
a).	Contrainte du béton.....	Erreur ! Signet non défini.
b).	Contraintes de l'acier.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.6.	Vérification de l'effort tranchant.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.	Escalier.....	36
III.2.1.	Calcul de l'escalier.....	36
a).	Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
b).	Terminologie et Définitions.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.	Dimensionnement.....	Erreur ! Signet non défini.

a).	Calcul du nombre de contre marches et de marches	Erreur ! Signet non défini.
b).	Détermination de l'épaisseur de la paillasse	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.	Etude des escaliers du type 3 fer à cheval	Erreur ! Signet non défini.
a).	Charges et surcharges de la Paillasse	Erreur ! Signet non défini.
b).	Combinaison des charges :	Erreur ! Signet non défini.
c).	Calcul des efforts.....	40
d).	Calcul à L'ELU	40
e).	Vérification à ELU	40
f).	Vérification à l'E.L.S	41
g).	Schéma de ferrailage d'escalier	42
III.3.	Etude de l'ascenseur	42
III.3.1.	Description.....	42
III.3.2.	Etude de la dalle d'ascenseur.....	43
a).	Epaisseur de la dalle (h)	43
b).	Evaluation des charges et surcharges	43
c).	Partie 1 : Charge uniformément répartie	Erreur ! Signet non défini.
d).	Partie 2 : Charge concentrée.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.	Plancher en dalle pleine	51
III.4.1.	Définition.....	51
III.4.2.	Evaluation des charges	51
III.4.3.	Exemple de calcul	51
a).	Calcul des moments	51
b).	Ferrailage de la dalle	52
c).	Vérification à l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
d).	Vérification à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.	Etude dynamique.....	
IV.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.	Modélisation de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.	Modélisation de la rigidité.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2.	Modélisation de la masse.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.	Étude sismique.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.2.	Choix de la méthode de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.

IV.3.3.	Spectre de réponse	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.4.	Résultante des forces sismiques de calcul	60
a).	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	60
b).	Calcul de la période fondamentale	61
c).	Vérification des déplacements latéraux inters étages.....	62
IV.4.	Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale..	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1.	Model initial	Erreur ! Signet non défini.
a).	Caractéristiques dynamique propres du modèle initial	Erreur ! Signet non défini.
b).	Constatations	Erreur ! Signet non défini.
c).	Résultantes des forces sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
d).	Vérification des déplacements inter étage.....	Erreur ! Signet non défini.
e).	Vérification de l'effort normal réduit.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2.	Modèle 2	Erreur ! Signet non défini.
a).	Caractéristiques dynamique propres du modèle 2	Erreur ! Signet non défini.
b).	Constatations	Erreur ! Signet non défini.
c).	Résultantes des forces sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
d).	Vérification des déplacements inter étage.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.	Modèle final.....	Erreur ! Signet non défini.
a).	Constatations	Erreur ! Signet non défini.
b).	Résultantes des forces sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
c).	Vérification des déplacements inter étage.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.	Conclusion	70

Chapitre VI : Etudes des éléments principaux

V.	Etudes des éléments principaux	Erreur ! Signet non défini.
V.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2.	Ferraillage des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.	Combinaison d'action.....	Erreur ! Signet non défini.
a).	Selon [2] (Situation durable).....	Erreur ! Signet non défini.
b).	Selon [1] (Situation accidentelle).....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.	Recommandation selon [1].....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4.	Choix des armatures	Erreur ! Signet non défini.
V.2.5.	. vérification vis-à-vis de l'état limite de service	Erreur ! Signet non défini.

- a). $N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{max}$ **Erreur ! Signet non défini.**
- b). $M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{cor}$ **Erreur ! Signet non défini.**
- V.2.6. Vérification de l'effort tranchant **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Vérification de la contrainte de cisaillement **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Ferrailage transversal des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
- V.2.7. Longueur de recouvrement **Erreur ! Signet non défini.**
- V.2.8. Ferrailage des poteaux de sous-sol **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Calcul de l'effort normal pondéré **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Calcul du ferrailage **Erreur ! Signet non défini.**
 - c). Vérification du ferrailage à ELS **Erreur ! Signet non défini.**
- V.2.9. Schéma de ferrailage des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
- V.3. Ferrailage des poutres **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.2. Recommandation du [1] **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.3. Présentation des résultats **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Poutres porteuses **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Poutres non porteuses **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.4. Choix des armatures **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Poutres porteuses **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Poutres non porteuse **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.5. Condition de non fragilité **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.6. Vérification Vis à Vis de L'ELS **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Sens porteur **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Sens non porteur **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.7. Vérification de l'effort tranchant **Erreur ! Signet non défini.**
 - a). Vérification de la contrainte de cisaillement **Erreur ! Signet non défini.**
 - b). Calcul des armatures transversales **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.9. Arrêt des barres [1] **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.10. Vérification de la flèche **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.3.11. Schéma de ferrailage des poutres **Erreur ! Signet non défini.**
- V.4. Ferrailage des voiles **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.4.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
 - V.4.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02) **Erreur ! Signet non défini.**

- a). Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)
Erreur ! Signet non défini.
- b). justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal .**Erreur ! Signet non défini.**
- c). Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant**Erreur ! Signet non défini.**
- d). Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée .**Erreur ! Signet non défini.**
- e). Exemple de calcul pour le Voile "VY1" **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VII : Etude des fondations

VI.	Etude des fondations	
VI.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.	Le rôle assurée par les fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.	Classification des fondations	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.	Calcul des fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.	Semelles isolées	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.	Semelles filantes	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.	Radier général.....	Erreur ! Signet non défini.
a).	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
b).	Surface nécessaire	Erreur ! Signet non défini.
c).	Pré dimensionnement de radier	Erreur ! Signet non défini.
d).	Caractéristiques Géométrique du Radier.....	Erreur ! Signet non défini.
e).	Vérifications Nécessaires	Erreur ! Signet non défini.
f).	Ferraillage du radier	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.	Ferraillage des débords.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1.	Calcul de ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2.	Vérifications nécessaires	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.3.	Vérification des contraintes à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
VII.5.4.	Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.	Voile périphérique	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.1.	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.2.	Pré dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.3.	Évaluation des Charges	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.4.	Calcul de ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.

- VI.6.5. Vérification à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**
- VI.6.6. Vérification à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**
- VI.6.7. Schémas de ferrailage du voile périphérique... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VIII : Recherche bibliographique sur la piscine

- VII. Recherche du piscine
- VII.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.2. Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.3. Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure... **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.3.1. Méthode de Housner **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.3.2. Méthodes utilisant les recommandations de [3] **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.3.3. Méthode des éléments finis **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.4. Modélisation **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.4.1. Modèle à un degré de liberté (1 DDL) **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.4.2. Modèle à deux degrés de liberté (2 DDL) **Erreur ! Signet non défini.**
- a). Exemple de calcul des caractéristiques du modèle à 2DDL **Erreur ! Signet non défini.**
- b). Modélisation de la piscine **Erreur ! Signet non défini.**
- c). Influence de la hauteur de remplissage **Erreur ! Signet non défini.**
- d). La comparaison entre les résultats de l'influence de la hauteur de remplissage par l'accélérogramme et le spectre de réponse..... **Erreur ! Signet non défini.**
- VII.5. Conclusion **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II. 1 Charge permanentes sur le plancher terrasse.....	13
Tableau II. 2 Charge permanentes sur le plancher étage courant	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 3 Charge permanentes sur le plancher RDC.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 4 Charge permanentes sur le plancher sous-sol 1 et 2	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 5 Dégression des surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 6 Descente de charge du poteau central(circulaire).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 7 Choix des sections des poteaux centraux (circulaire)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 8 Vérification poteau central a l'ELS	20
Tableau II. 9 Descente de charge du poteau d'angle (de forme L).....	21
Tableau II. 10 Choix des sections des poteaux d'angle (de forme L).....	22
Tableau II. 11 Vérification poteau central a l'ELS	22
Tableau II. 12 Descente de charge du poteau (de forme T).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 13 Choix des sections des poteaux d'angle (de forme T)...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 14 Vérification poteau central a l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 15 Choix des sections des poteaux centraux voile...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 16 Vérification poteau central a l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 17 Choix des sections des poteaux centraux voile.....	29
Tableau II. 18 Vérification poteau central a l'ELS	29

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Tableau III. 1 Evaluation des charges de la paillasse.....	40
Tableau III. 2 Caractéristiques géométriques et mécaniques	40
Tableau III. 3 Ferrailage du l'escalier type à fer à cheval.....	40
Tableau III. 4 Vérification à l'ELS	41
Tableau III. 5 Ferrailage de l'ascenseur en travée	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 6 Ferrailage de l'ascenseur sur appuis	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 7 Tableau récapitulatif des résultats decalcul.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 8 Vérification de l'effort tranchant	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 9 Ferrailage de la dalle d'ascenseur en travée	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 10 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sur appuis....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 11 Ferrailage de la dalle pleine	52
Tableau III. 12 Vérification des contraintes à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 13 Récapitulatif du calcul de la flèche	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1 facteur de qualité	62
Tableau IV. 2 Période et facteurs de participation massique du modèle initial	Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV. 3 Résultats des déplacements inter-étages du model initial sens X-X... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 4 Résultats des déplacements inter-étages du model initial sens X-X... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 5 Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 6 Redimensionnement des Poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 7 Période et facteurs de participation massique du modèle 2**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 8 Résultats des déplacements inter-étages du model 2 sens X-X**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 9 Résultats des déplacements inter-étages du model 2 sens Y-Y**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 10 Période et facteurs de participation massique du modèle final**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 11 Résultats des déplacements inter-étages du model final sens X-X... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 12 Résultats des déplacements inter-étages du model final sens Y-Y 70

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

Tableau V. 1 Caractéristiques du béton et de l'acier. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 2 Ferrailage des poteaux circulaires 125 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 3 Ferrailage des poteaux circulaires 120 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 4 Ferrailage des poteaux circulaires 115 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 5 Ferrailage des poteaux circulaires 110 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 6 Choix des armatures des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 7 Vérification des contraintes pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 8 Vérification des contraintes pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 9 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 10 Espacements maximales selon [1]..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 11 Choix des armatures transversales pour les poteaux**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 12 Vérification du ferrailage à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 13 Ferrailage des poutres porteuses avec voile **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 14 Ferrailage des poutres porteuses sans voile..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 15 Ferrailage des poutres non porteuses avec voile**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 16 Ferrailage des poutres non porteuses sans voile**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 17 Choix des armatures pour les poutres porteuses. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 18 Choix des armatures pour les poutres non porteuses..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 19 Vérification de la condition de non fragilité..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 20 Vérification des poutres principales à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 21 Vérification des poutres secondaires à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 22 Vérification de la contrainte de cisaillement **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 23 Calcul des armatures transversales **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 24 Tableau "1" récapitulatif du calcul de la flèche.. **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 25 Tableau "2" récapitulatif du calcul de la flèche.. **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 26 Critères de choix du coefficient de flambement. **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 27 Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 28 Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant**Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 29 Ferrailage des voiles de contreventement **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau V. 30 Ferrailage des voiles porteurs..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI. 1 Sections des semelles filantes **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 2 Choix de hauteur des nervures **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 3 Choix de hauteur des nervures à partir de la flèche**Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 4 Contraintes sous le radier à l'ELU..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 5 Contraintes sous le radier à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 6 Calcul des moments à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 7 Calcul des moments à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 8 Ferrailage des panneaux du radier **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 9 Vérification des contraintes de la dalle du radier**Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 10 Ferrailage radier (correction) **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 11 Vérification des contraintes(correction)..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 12 Ferrailage des nervures (sens porteur) **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 13 Ferrailage des nervures (sens non porteur) **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 14 Vérification des contraintes de la nervure à l'EL**Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 15 Calcul des Armatures Transversales **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 16 Ferrailage du débord **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 17 Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier**Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 18 Calcul des moments à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 19 Calcul des moments à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 20 Ferrailage voile périphérique **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 21 Vérification des Contraintes à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 22 Redimensionnement des Armatures..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VI. 23 Vérification des contraintes du voile périphérique(correction)**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VII :Recherche sur la piscine

Tableau VII. 1 Caractéristiques géométriques de piscine **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VII. 2 Fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VII. 3 Les caractéristiques du modèle à 2ddl..... **Erreur ! Signet non défini.**
 Tableau VII. 4 Caractéristiques du modèle de Housner en variant hauteur de remplissage
 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 5 Pourcentage de masse convective par rapport à la masse d'eau en fonction du remplissage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 6 Pourcentages de déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 7 Pourcentage de déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 8 Pourcentages des poutres en fonction du remplissage... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 9 Pourcentages des moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 10 Pourcentages de déplacement de la masse convective en fonction du remplissage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 11 Pourcentage de déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 12 Pourcentages de l'effort tranchant des poutres en fonction du remplissage. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII. 13 Pourcentages des moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 Vue en 3D du l'hôtel	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 2 Vue en 3D du l'hôtel	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 3 La situation du l'hôtel.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 4 Vue en plan du l'hôtel	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II. 1 Section portée par le poteau de central circulaire le plus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2 Dimensions à respecter par les poutres	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3 Dimensionnement de poteau "L" en fonction de "a"	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 4 Dimensions à respecter par les poutres	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 5 Dimensionnement de poteau "T" en fonction de "a"	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 6 Dimensions à respecter par les poutres	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 7 Dimensionnement de poteau voile du bloc "A" en fonction de "a"	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 8 Dimensions à respecter par les poutres	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 9 Dimensionnement de poteau voile de rive du bloc "A" en fonction de "a"	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1 Schéma statique de garde-corps.....	30
Figure III. 2 Effort interne et Moment	31
Figure III. 3 Ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure III. 4 Schéma statique de l'acrotère	32
Figure III. 5 Distance de l'axe neutre	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 6 Schéma de ferrailage de Garde-Corps	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 7 Composition d'un escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 8 Schéma statique d'escalier type 1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 9 Schéma statique d'escalier type 2.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 10 Schéma statique représente la ligne foulée	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 11 Schéma statique d'escalier type 3.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 12 Schéma de ferrailage d'escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 13 Dimension de l'ascenseur.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 14 Schéma représentant la surface d'impact.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 15 Schéma représentatif de la surface d'impact	47
Figure III. 16 Schéma de la dalle pleine.....	51

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV. 1 Spectre de réponse	59
---------------------------------------	----

Figure IV. 2 Modélisation de l'hôtel sur ETABS	63
Figure IV. 3 Modèle final avec les voiles de contreventement.....	68

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

Figure V. 1 Ferrailage des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 2 Arrêt des barres	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 3 Ferrailage des poutre.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 4 Mur en flexion composée.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 5 Etat d'un mur en compression [4].....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 6 Disposition des armatures de l'âme du voile [4]	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 7 Hauteur de la Zone Critique [4].	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 8 Etat de Contrainte dans un Mur [4].....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 9 Longueur minimale des éléments de rive confinés [4]	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 10 Détail de Confinement des Eléments de Bords sur toute la Hauteur..	Erreur ! Signet non défini.
Signet non défini.	
Figure V. 11 Coupe Transversale à la base du Voiles VY1	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 11 Coupe Transversale à la base du Voiles VY1	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VII : Etude des fondations

Figure VI. 1 Disposition des axes	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 2 Schéma d'un radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 3 Schéma statique du bâtiment.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 4 Schémas de ferrailage des nervures.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 5 Schéma statique des débords	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 6 Diagramme des Moments	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 7 Ferrailage du Voile Périphérique sens x.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI. 8 Ferrailage du Voile Périphérique sens y.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VII :Recherche bibliographique sur la piscine

Figure VII. 1 Mécanisme de couplage fluide structure.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 2 Masse convective et impulsive.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 3 Modèle de Housner	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 4 Réservoir avec une surface d'eau libre	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 5 Figure 5	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 6 Modèles de Housner simplifiés" a-b"	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 7 Modèle à 1DDL.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 8 Modèle à 2DDL.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 9 Modélisation du piscine	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 10 Modélisation de la masse impulsive(Mi)	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 11 Modélisation de la masse convective(Mc)	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 12 Modélisation des ressorts K	Erreur ! Signet non défini.

Figure VII. 13 La variation de la masse convective en fonction du remplissage **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 14 Déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 15 Déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 16 Efforts tranchants de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 17 Efforts tranchants de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 18 Moments secondaire en fléchissent de poutre fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 19 Moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 20 Déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 21 Déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 22 Efforts tranchants de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 23 Efforts tranchants de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 24 Moments fléchissent de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII. 25 Moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des symboles

H : La hauteur.

H_{SS}: Hauteur d'étage de sous-sol.

H_R :La hauteur de rez-de-chaussée "RDC".

H_C : Hauteur de l'étage courant.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours .

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

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.

f_{tj} : Résistance du béton à la traction.

γ_b , γ_s :Coefficient de sécurité.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ̄_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction d'acier.

σ̄_{st} : Contrainte de traction admissible d'acier.

f_e : contrainte limite élastique.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.

ΔL :Raccourcissement d'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier .

η : Coefficient de fissuration.

n : Le coefficient d'équivalence.

n : nombre d'étages.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

ε_s : Allongement de l'acier le plus tendu.

ε : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée.

ε_{bc} : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance **3h/7** de la fibre la plus comprimée.

ELU :Etat limite ultime.

ELS :Etat limite de service.

L_{max} : La portée maximale.

e : L'épaisseur.

RDC : Rez-de-chaussée.

ES : Entre sol.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E: charge sismique.

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure.

Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

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

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'EULER.

i : rayon de giration.

l_f : longueur de flambement.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

B_r : section réduite d'un poteau. obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

F_p : L'action des forces horizontales.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Y, Y_I : Position de l'axe neutre.

h_t : Hauteur du plancher .

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

T_u : Effort tranchant à ELU.

T_s : Effort tranchant à ELS.

N_u : effort normal ultime.

N_s : effort normal service.

M_u : Moment à l'ELU.

M_s : Moment à l'ELS.

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

δ : Pourcentage des armatures.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

Φ_t, \emptyset_t : Diamètre des armature transversal.

Φ_L, \emptyset_L : Diamètre des armature longitudinal.

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles .

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles .

P_u : Charge uniformément répartie.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface « **S** ».

a : Projection de L.R sur l'axe de rotation.

τ_{ext} : Travail des forces extérieures.

τ_{int} : Travail des forces intérieures.

ω : angle de rotation.

E : L'embranchement (largeur utile) .

g : Son giron .

h : Sa hauteur de marche.

L_p : longueur de la paillasse.

α : Angle.

A_t : Armature transversal , armature de torsion.

M_t : Moment de torsion.

Ω : Surface .

[**M**] : Matrice de masse de la structure.

[**K**] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

ϕ : Angle de déphasage.

DDL : Degré de liberté.

β : Coefficient de pondération.

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 fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage .

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

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).

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière .

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau **K**

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau '**K**'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau '**K**' par rapport au niveau '**K-1**'.

h_k : Hauteur d'étage '**k**' comme indique-la figure.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

h: Hauteur totale de la section brute.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

pa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

λ_g : L'élancement géométrique.

l : la hauteur libre du mur.

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile.

σ_{ba} : La contrainte du béton armé.

σ_{bna} : La contrainte du béton non armé.

σ_u^c : est la contrainte de compression ultime calculée.

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

σ_m : La contrainte de traction (moyenne).

$\sigma_{\text{compression}}$: La contrainte de compression.

σ_j : Contrainte moyenne par maille .

$A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$.

A_h^{min} : Armature horizontale minimal.

K : coefficient de flambement.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

A_g : section transversale brute du voile .

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur .

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur .

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

P_u , V_u , M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

I_g : Moment d'inertie du voile.

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

h_w : hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

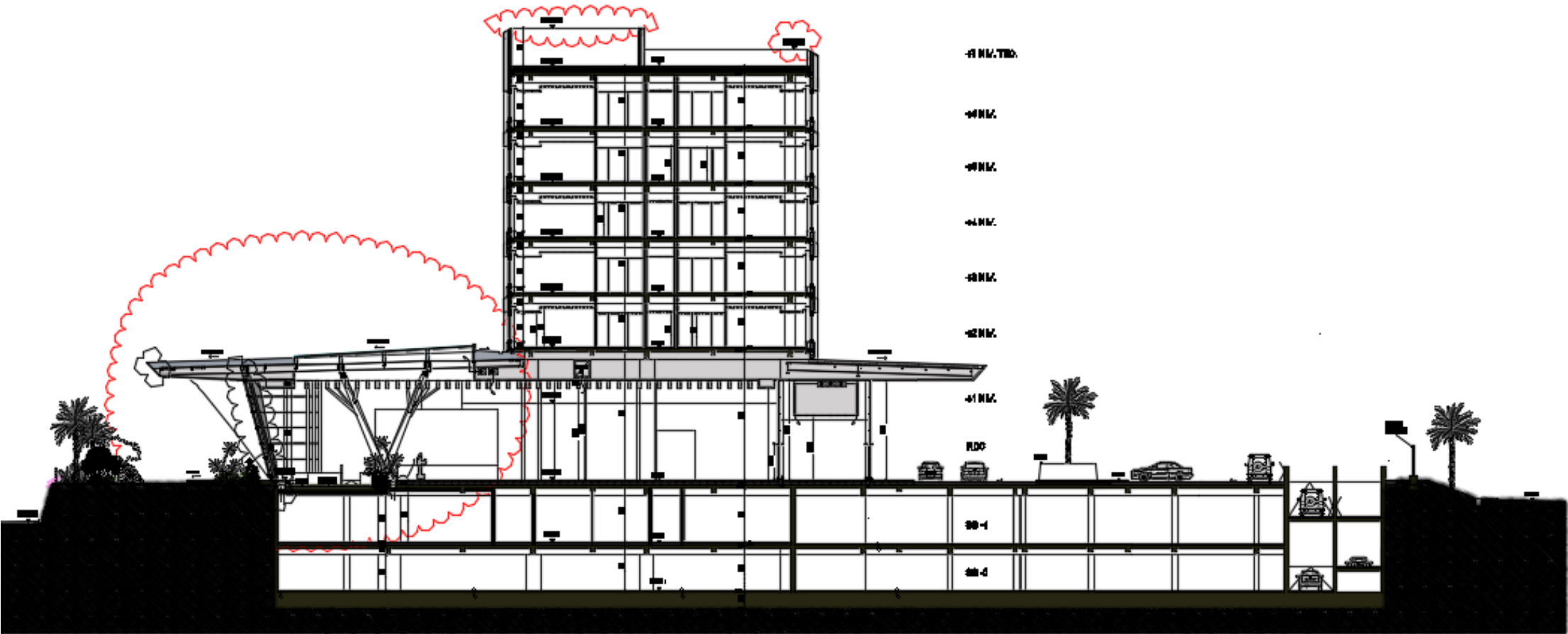
δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

σ_1 : la contrainte d'acier de traction la plus grande.

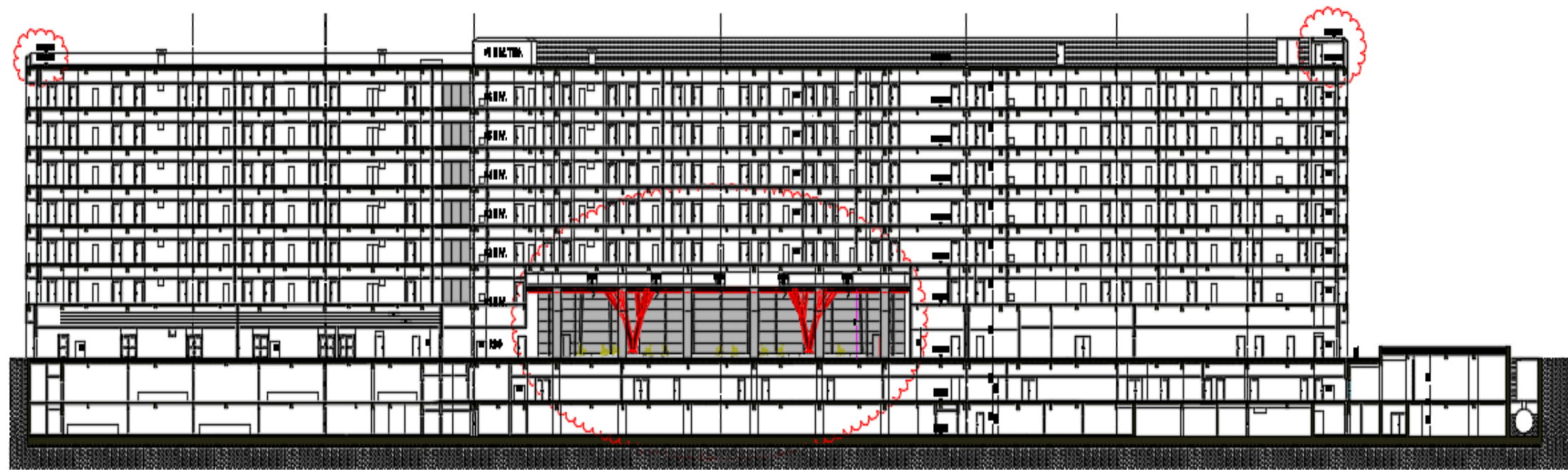
σ_2 : la contrainte d'acier de compression la plus grande en valeur absolu.

L_T : la longueur de la zone tendu.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.
 A_1 : Des aciers longitudinaux de flexion.
 A_t : Des aciers transversaux.
 A_c : Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau.
 B : Largeur de la semelle.
 L : Longueur de la file considérée.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 E : Module d'élasticité du béton.
 K : Coefficient de raideur du sol.
 f_1 : la flèche de la charge uniformément répartie q_s .
 f_{max} : La flèche maximal.
 f^{adm} : La flèche admissible.
 M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
 M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.
 M_0 : Moment à la base de la structure.
 V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
 N_{G_1} : Poids propre de la structure.
 N_{G_2} : Poids propre du radier.
 e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
 M_0 : moment à la base de la structure.
 V_0 : effort tranchant à la base de la structure.
 V_x : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens x-x.
 V_y : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens y-y.

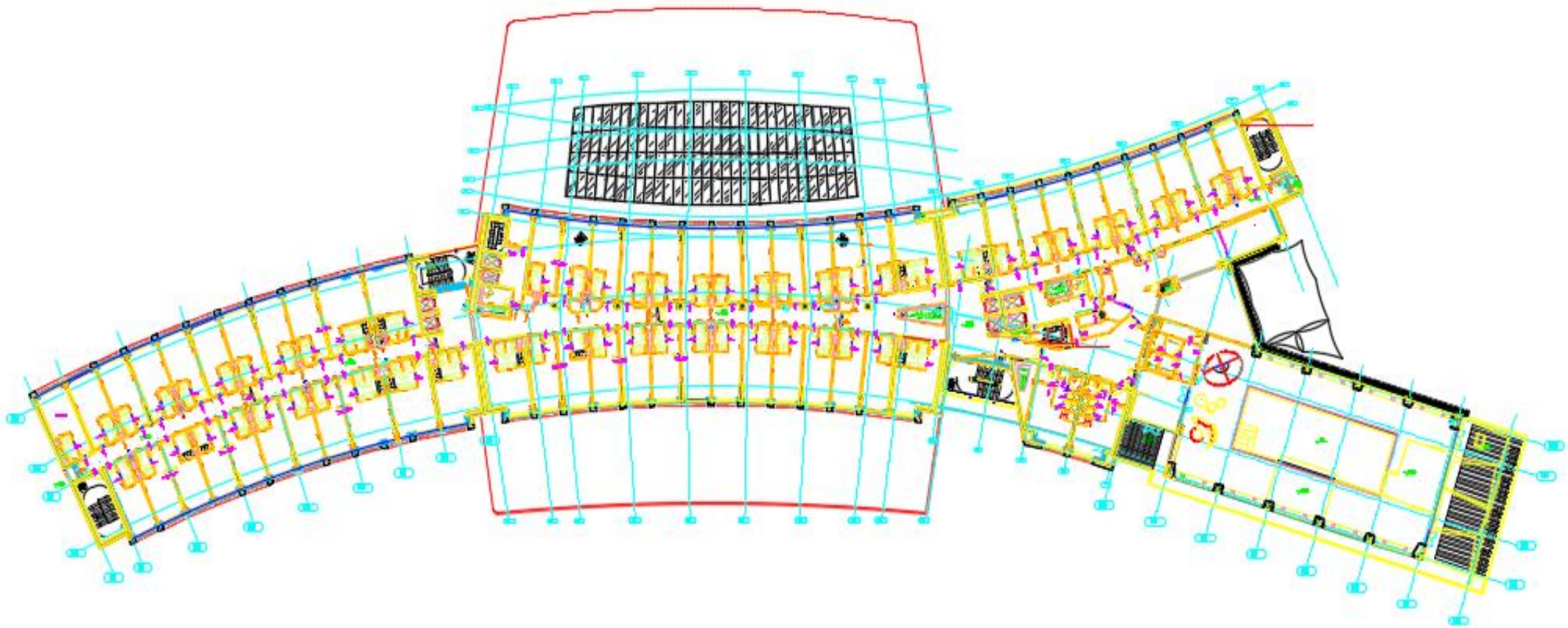


Plan en élévation



COUPE B-B'

Plan en élévation coupe B-B'



Plan de deuxième étage

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les bâtiments et ouvrages sont conçus et disposés en conformité avec les règles d'urbanisme applicables localement. En plus des charges statiques et climatiques, ils doivent résister aux charges dynamiques particulièrement les sollicitations sismiques. La réalisation d'un ouvrage de génie civil est le fruit d'un travail de toute une équipe.

Pour notre projet de fin d'étude, on a choisi d'étudier un hôtel **R+6 +2sous sol** avec piscine.

Une piscine sera intégrée à l'hôtel et réservée à sa clientèle. Cet hôtel est implanté à **Dar-El-Beida** dans la wilaya d'**ALGER**, selon les règles parasismique algérienne (**RPA99 v2003**), **ALGER** est une région de forte sismicité classé en **zoneIII**.

L'objectif de notre recherche est l'étude de la réponse sismique d'une piscine surélevée sur un 1^{ère} étage de **340,2 m³** et de **9 m** de largeur, **21m** de longueur en béton armé de stockage rectangulaire, avec la prise en compte les effets de l'eau stockée de l'interaction fluide structure ainsi que du ballonnement du liquide stocké.

Ce travail proposé comportera, en premier lieu des généralités qui feront l'objet du **premier** chapitre.

Le **deuxième** chapitre portera sur le pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, poutres et poteaux.

Le **troisième** chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux qui comporte notre hôtel .Nous citons (les planchers, les escaliers, L'ascenseur,l'acrotère).

Le **quatrième** chapitre consiste à modéliser la structure et la détermination des modes propres lors des vibrations et les déterminations de l'action sismique et pour cela nous avons utilisé le logiciel de calcul **ETABS**.

Le **cinquième** chapitre pour l'étude thermique.

Le **sixième** portera sur l'étude des éléments structuraux ainsi que leur ferrailage tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99v2003,BAEL99**. L'étude de l'infrastructure fera l'objet du chapitre **sept**.

Le **huitième** chapitre portera sur l'étude et l'analyse du comportement dynamique d'une piscine surélevée débuté par une étude bibliographique sur le ballonnement. Des éléments d'interaction fluide_ structure seront présentés, une conclusion générale clôturera le travail.

I. Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le présent travail a pour objet d'étudier un hôtel **HYATT REGENCY** en béton armé **R+6 +2 sous-sol**, situé dans le cadre de la nouvelle extension de l'Aéroport Houari Boumediène d'Alger, dans la commune Dar El Beida wilaya d'Alger.

L'étude de ce projet comprend la partie de dimensionnement des éléments tels que, les poteaux, poutres, voiles, planchers, fondations et le calcul des éléments secondaires, ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Il comporte en plus d'un parking intérieur, une piscine réalisée au premier étage de l'ouvrage. La réalisation d'une piscine hors sol obéit au cahier des charges applicables à la réalisation d'un réservoir en béton armé et d'un revêtement pour assurer l'étanchéité du bassin.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **RPA99 version 2003[1].**
- **BAEL 91[2].**



Figure I. 1 Vue en 3D de l'hôtel



Figure I. 2 Vue en 3D de l'hôtel

I.2. Situation

L'hôtel se trouve à environ 22,5 kilomètres de la capitale d'Alger dans la Wilaya de d'Alger,



Figure I. 3 La situation de l'hôtel

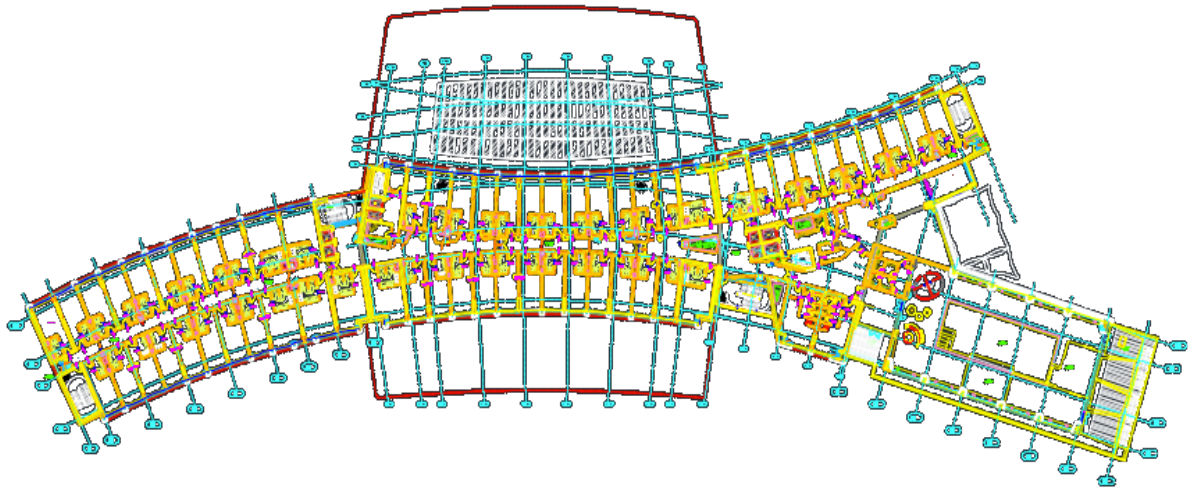


Figure I. 4 Vue en plan du l'hôtel

I.3. Caractéristiques géométriques

- La longueur totale du bâtimentL = 198 m.
- La largeur totale du bâtimentl = 59,10 m.

II.3.1. Partie 1:Le bâtiment se caractérise par sa forme irrégulière en plan

Ce dernier est composé à un bloc qui est en R+6+2Sous-sol de dimensions :

- La longueur totale de bloc est139,20m.
- La largeur totale de bloc est21,20m.
- La hauteur totale de bloc est28,90 m.
- La hauteur du s/sol1 est de4,32 m.
- La hauteur du s/sol2 est de3,40 m.
- La hauteur du RDC est de5,44m.
- La hauteur du 1er à 6eme étage est de3,91m.

II.3.2. Partie 2 : piscine

Il s'agit d'un bloc qui compose une piscine surélevée de dimensions :

- La longueur du bloc est de.....46,30m.
- La largeur du bloc est de20,10m.
- La hauteur du bloc est de13,26m.

- La hauteur du s/sol1 est de **4,32m.**
- La hauteur du s/sol 2 est de**3,40 m.**
- La hauteur du RDC est de**5,44m.**
- La longueur de piscine est de**21m.**
- La largeur de piscine est de**9m.**
- La hauteur de piscine est de**1,80m.**

I.4. Description structurale

II.4.1. Ossature

L'ossature de notre ouvrage est constituée par un système portique et voile.

II.4.2. Les Planchers

Vu leurs forme géométrique, leurs usage et les grandes portées, nous avons choisi un type de plancher : Plancher à dalle pleine.

II.4.3. Escalier et ascenseur

La structure comporte une cage d'escalier et 3 cages d'ascenseur.

Avec :

- L'ascenseur du niveau **2^{ème} sous-sol** jusqu'à **6^{ème} étage ±28,9 m.**
- L'ascenseur de niveau **1^{ère}** jusqu'à **2^{ème} étage ±26,35 m.**
- Les escaliers sont constitués à fer à cheval.

II.4.4. Maçonnerie

La maçonnerie de l'hôtel est réalisée en briques creuses :

1. Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (**15cm** et **10cm** d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de **5cm** d'épaisseur.
2. Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **10cm** d'épaisseur

II.4.5. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

1. Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

2. Limiter les tassements différentiels.
3. Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
4. La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
5. La catégorie de site **S2**.

I.5. Classification selon [1]

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'**ALGER**. Selon le règlement parasismique algérien [1], elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**). C'est un HOTEL dont la hauteur ne dépasse pas **48m**. Il est classé comme étant ouvrage de grande importance. (**Groupe 2B**).

II.5.1. Le Béton

a). composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau.

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

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b). Résistances du béton

b).1. Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{c j} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{c j} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{c j} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = \mathbf{35MPa}$.

b).2. Résistance du béton à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} (\text{MPa})$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 35 \text{MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2,7 \text{MPa}.$$

c). Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

c).1. Module de déformation instantanée " E_{ij} "

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à **24 heures**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa}$$

c).2. Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} "

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v28} = 12102,94 \text{ MPa}$$

d). Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU**: $\nu = 0 \Leftrightarrow$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS**: $\nu = 2 \Leftrightarrow$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

e). Poids volumique

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

f). Les contraintes Limites

f).1. Les contraintes à l'Etat limite ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 19,83 \text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 25,87 \text{MPa}$

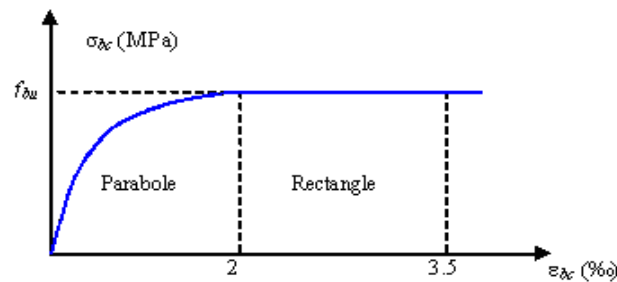


Figure I. 5 Diagramme Contraintes -Déformations du béton

f).2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

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 en compression du béton est limitée par :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec: $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 35\text{MPa}$

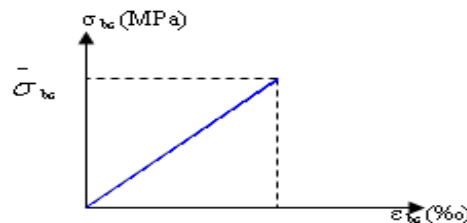


Figure I. 6 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

II.5.2. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a). Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500\text{ MPa}$

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 quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5\text{ Mpa}$

c). Contrainte limite

c).1. Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de **la figure (I.8)**.

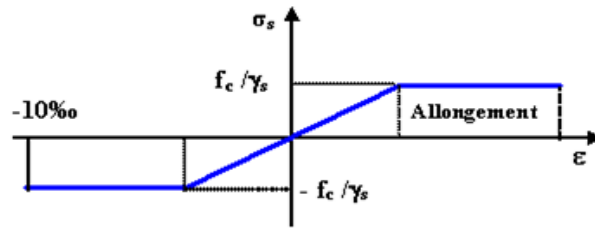


Figure I. 7. Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

c).2. Etat limite de service ELS

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min(2/3 f_c ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \xi$.

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d). Le coefficient d'équivalence

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

- n : Le coefficient d'équivalence.
- E_s : Module de déformation de l'acier.
- E_b : Module de déformation de béton.

I.6. Hypothèses de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'aciers 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 le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

- Acier à haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 434,782 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$

II. Pré-dimensionnement

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré-calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le [1] et le [2], pour obtenir le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.2.Pré dimensionnement des planchers

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et de supporter les revêtements de sol, il a aussi pour rôles :

- de résistance ; supporter les charges et surcharges.
- de transmission des charges.
- d'isolation phonique et thermique.

Pour notre structure un type de planchers sera utilisés :

- Dalles pleines.

Ce présent ouvrage admet des planchers à dalle pleines pour tout les étages, pour les cages d'escaliers et les balcons.

II.2.1. Corps creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (**hourdis**).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

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

L_{\max} = 950cm ; L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales .

$$h_t \geq \frac{950}{22,50} = 42.22cm \dots\dots\dots \mathbf{impossible}$$

II.2.2. Dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y) Le dimensionnement de ce type de plancher se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ **Critère de résistance au feu**

$e \geq 7 \text{ cm}$pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe-feu.

➤ **Critère de l'isolation phonique**

$e \geq 13 \text{ cm}$

➤ **Résistance à la flexion**

Dalle reposant sur trois ou quatre appui $\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$

Avec : L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à, $L_x=560 \text{ cm}$

$$\frac{560}{50} = 11.2 \leq e \leq \frac{560}{40} = 14 \text{ (cm)}$$

On prend $e=18 \text{ cm}$.

II.3. Pré dimensionnement de Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles). Il existe deux types : poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1. Les poutres principales

Les poutres principales soutiennent les poutres secondaires et elles servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : La plus grand porté entre nus d'appuis.

$L_{\max}=950 \text{ cm}$.

$\Rightarrow 63.33 \leq h \leq 95$; On adopte : $h=80 \text{ cm}$.

Vérifications

Selon les recommandations du [1], on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$ [1]
- $h / b \leq 4.00$

Sachant que :

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 80 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

- $b = 50 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $h = 80 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ **vérifiée**
- $h / b = 80 / 50 = 1.6 < 4$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 80 \times 50 \text{ cm}^2$

II.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ (Condition de flèche) ; } L_{max} = 860 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 75 \text{ cm}$ et $b = 45 \text{ cm}$**

Vérifications

Selon les recommandations du [1], on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4.00$

Soit : **$h = 75 \text{ cm}$ et $b = 45 \text{ cm}$** .

- $b = 45\text{cm} > 20 \text{ cm}$
- $h = 75\text{cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée
- $h/b = 75 / 45 = 1.66 < 4$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.91 \text{ m}$ Pour les étages courant.

$H_e^{\text{RDC}} = 5.44 \text{ m}$ Pour le RDC.

$H_e^{\text{S,SOL1}} = 4.32 \text{ m}$ pour sous-sol 1.

$H_e^{\text{S,SOL2}} = 3.4 \text{ m}$ pour sous-sol 2.

II.4.1. Descente de charge

a). Charges permanentes

a).1 Plancher terrasse

Tableau II. 1 Charge permanentes sur le plancher terrasse

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Protection mécanique en gravier	-	-	0.85
Étanchéité multicouche	-	-	0.12
Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10\text{cm}$)	22	0.1	2.2
Isolation thermique (liège)($e = 4\text{cm}$)	4	0.04	0.16
Dalle pleine ($e = 18\text{cm}$)	-	-	4,5
Faux plafond et installation technique	-	-	0,7
Σ	/	/	8,73

a).2 Plancher courant**Tableau II. 2** Charge permanentes sur le plancher étage courant

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Dalles pleines en béton armé ep = (18 cm)	-	-	4,5
Carrelages et isolation acoustique	-	-	0.5
Chape béton	-	-	0.8
Faux plafond et installation technique	-	-	0,7
Parois dévissiors	-	-	1
Σ	/	/	7,5

a).3 Plancher RDC**Tableau II. 3** Charge permanentes sur le plancher RDC

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Dalles pleines en béton armé ep = (18 cm)	-	-	4,5
Carrelages et isolation acoustique	-	-	0,8
Chape béton	-	-	1,2
Installation technique	-	-	0,5
Parois dévissiors	-	-	1
Σ	/	/	8

a).4 Plancher sous-sol 1,2**Tableau II. 4** Charge permanentes sur le plancher sous-sol 1 et 2

Désignations de l'élément	ρ (kN/m ³)	eps (m)	G (kN/m ²)
Dalles pleines en béton armé ep = (18 cm)	-	-	4,5
Chape béton	-	-	2
Faux plafond et installation technique	-	-	0,5
Σ	/	/	7

b). Charges d'exploitation

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un **étage courant** est estimée

$$\text{à } Q = 2KN / m^2.$$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un **RDC** est estimée à $Q = 3.5KN / m^2$.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un **sous-sol 1 et 2** est estimée

$$\text{à } Q = 2.5KN / m^2.$$

II.4.2. La loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

II.4.3. La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toiture ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II. 5 Dégression des surcharges

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1,5
P6	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3,5
P5	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	5,3
P4	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	6,9
P3	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	8,3
P2	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	9,5
P1		$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	10,5
RDC	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	12,5
SS1	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	13,92
SS2	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10})$	15.235

II.4.4. Procédure de pré dimensionnement

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le [1].
5. Vérification de critère de résistance

a). Poteaux central (circulaire)

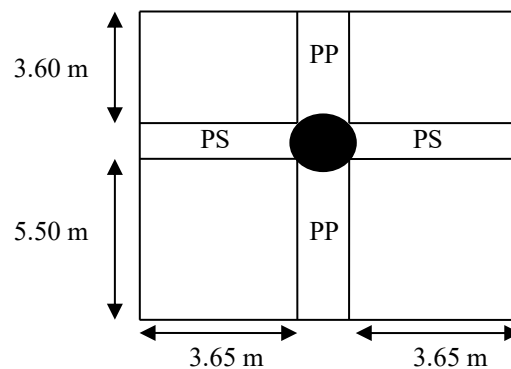


Figure II. 1 Section portée par le poteau de central circulaire le plus sollicité

a).1 Surface afférente

$$S = (3,65 + 3,65) \times (5,5 + 3,6) = 66,43 \text{ m}^2$$

a).2 Calcul des différents poids

Poids des plancher

- Poids du plancher terrasse = $8,73 \times 66,43 = 579,93 \text{ kN}$
- Poids du plancher étages courant = $7,5 \times 66,43 = 498,22 \text{ kN}$
- Poids de RDC : = $8 \times 66,43 = 531,44 \text{ kN}$
- Poids de SS1 et SS2 : = $7 \times 66,43 = 465,01 \text{ kN}$

Poids de poutre principale

- $(0,8 - 0,18) \times 0,5 \times 25 \times 9,1 = 70,52 \text{ kN}$

Poids de poutre secondaire

- $(0,75 - 0,18) \times 0,45 \times 25 \times 7,3 = 48,81 \text{ kN}$

Poids des poteaux

- Poteau (h=5.44) = $25 \times (5,44-0,18) \times \frac{\pi 1^2}{4} = 103,22 \text{ kN}$.
- Poteau courant (h=3.91) = $25 \times (3,91-0,18) \times \frac{\pi 1^2}{4} = 73,23 \text{ kN}$.
- Poteau SS1 (h=4,32) = $25 \times (4,32-0,18) \times \frac{\pi 1^2}{4} = 81,24 \text{ kN}$.
- Poteau SS2 (h=3.4) = $25 \times (3,4-0,18) \times \frac{\pi 1^2}{4} = 63,19 \text{ kN}$

Tableau II. 6 Descente de charge du poteau central(circulaire).

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N ₁	Poids du plancher terrasse Poids des Poutre PP+PS	699,26	99,64
6^{ème} Etages	N ₂	N ₁ + Poids du plancher courant Poids des Poutre PP+PS Poids du Poteau	1390,01	232,50
5^{ème} Etages	N ₃	N ₂ X ₁	2080,76	352,08
4^{ème} Etages	N ₄	N ₃ X ₁	2771,5	458,36
3^{ème} Etages	N ₅	N ₄ X ₁	3269,72	551,37
2^{ème} Etages	N ₆	N ₅ X ₁	3960,47	631,08
1^{ème} Etages	N ₇	N ₆ X ₁	4651,22	697,51
RDC	N ₁₀	N ₇ X ₁	5405,21	830,37
SS1	N ₁₁	N ₈ X ₁	6070,79	924,70
SS2	N ₁₂	N ₉ X ₁	6718,32	1011,73

a).3 Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : élancement d'EULER : $(\lambda = \frac{l_f}{i})$
- l_f : longueur de flambement ;
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $(I = \frac{b \times h^3}{12})$
- B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$) .
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$).
- A_s : section d'acier comprimée.
- B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 2cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

Pour une section circulaire

- moment d'inertie $I = \frac{\pi D^4}{64}$
- section du béton $B = \frac{\pi D^2}{4}$
- section réduite $B_r = \frac{(\pi (D-2)^2)}{4}$

➤ Selon le [2]

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 15,23 \rightarrow \alpha = 0,85$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br : $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,4N_u$

➤ **Le minimum requis par [1]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(a ; b)$: dimensions de la section ; h_e : hauteur d'étage.

Et pour la même zone sismique, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * D \geq 35\text{cm} \\ * D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Avec : D : diamètre de la section.

Tableau II. 7 Choix des sections des poteaux circulaire

Niveau	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	RPA(cm ²)	le choix
T	699,26	99,64	1093,46	/	/	/	/
6	1390,01	232,50	2225,26	890,10	35,66	35	60
5	2080,76	352,08	3337,14	1334,85	43,22	35	65
4	2771,5	458,36	4429,06	1771,62	49,49	35	65
3	3269,72	551,37	5241,17	2096,46	53,66	35	70
2	3960,47	631,08	5348,25	2139,3	54,19	35	70
1	4651,22	697,51	7325,41	2930,16	63,08	35	75
RDC	5405,21	830,37	8542,58	3417,03	67,95	35	75
SS1	6070,79	924,70	9582,61	3833,04	71,85	35	80
SS2	6718,32	1011,73	10587,32	4234,92	75,43	35	80

a).4 Vérification à l'ELS**Exemple de calcul :****Niveau Sous sol 2:**

$$N_s = 7730,05 \text{ kN} \quad ; \quad B = 5026,54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_s}{1,15 \times B} = \frac{7730,05 \times 10^3}{(1,15 \times 5026,54) 10^2} = 13,37$$

Tableau II. 8 Vérification poteau central a l'ELS

Niveaux	Ns(KN)	B(cm2)	Ns/1.15B	0.6f _{c28}	Vérification
6	1622,51	2827,43	4,98	21	vérifiée
5	2432,84	3318,30	6,37	21	vérifiée
4	3229,86	3318,30	8,46	21	vérifiée
3	3821,09	3848,45	8,63	21	vérifiée
2	4591,55	3848,45	10,37	21	vérifiée
1	5348,73	4417,86	10,52	21	vérifiée
RDC	6235,58	4417,86	12,27	21	vérifiée
SS1	6995,49	5026,54	12,19	21	vérifiée
SS2	7730,05	5026,54	13,37	21	Vérifiée

b). Poteaux d'angle (forme L)**b).1 Surface afférente**

$$S = 9,33 \text{ m}^2$$

b).2 Calcul des différents poids**Poids des plancher**

- Poids du plancher 2^{ème} étage = $7,5 \times 9,33 = 69,97 \text{ kN}$
- Poids du plancher étages courant (étage 1) = $7,5 \times 9,33 = 69,97 \text{ kN}$
- Poids de RDC : = $8 \times 9,33 = 74,64 \text{ KN}$
- Poids de SS1 et SS2 : = $7 \times 9,33 = 65,31 \text{ KN}$

Poids de poutre principale

- $(0,8-0,18) \times 0,5 \times 25 \times 3,62 = 28,05 \text{ kN}$

Poids de poutre secondaire

- $(0,75-0,18) \times 0,45 \times 25 \times 2,5 = 48,81 \text{ kN}$

Poids des poteaux

- Poteau (RDC) = $25 \times (5,44-0,18) \times 0,96 = 126,24 \text{ kN}$
- Poteau (Courant) = $25 \times (3,91-0,18) \times 0,96 = 89,52 \text{ kN}$
- Poteau (SS1) = $25 \times (4,32-0,18) \times 0,96 = 99,36 \text{ kN}$
- Poteau (SS2) = $25 \times (3,4-0,18) \times 0,96 = 77,28 \text{ kN}$

Tableau II. 9 Descente de charge du poteau d'angle (de forme L).

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
2 ^{ème} Etages	N ₁	Poids du plancher terrasse Poids des Poutre PP+PS+ Poids du Poteau	236,35	18,66
1 ^{ème} Etages	N ₂	N ₁ + Poids du plancher courant Poids des Poutre PP+PS Poids du Poteau	472,7	37,32
RDC	N ₃	N ₂ X ₁	750,44	67,40
SS1	N ₄	N ₃ X ₁	989,97	85,83
SS2	N ₅	N ₄ X ₁	1209,42	101,93

Calcul le centre de gravité : $X_g = \frac{(1,2 \times 0,3 \times 0,6) + (0,3 \times 2 \times 0,15)}{0,96} = 0,32 \text{ m}$

$$Y_g = \frac{(2 \times 0,3 \times 1,3) + (0,3 \times 1,2 \times 0,15)}{0,96} = 0,87 \text{ m}$$

Moment d'inertie : $\frac{1,2 \times 0,3^3}{12} + 1,2 \times 0,3 \times (0,87 - 0,3)^2 + \frac{0,3 \times 2^3}{12} + 0,3 \times 2 \times (2 - 0,87)^2 = 1,085 \text{ m}^4$

$$\lambda = 3,58 \rightarrow \alpha = 0,84$$

- section du béton = $0,96 \text{ m}^2$
- section réduite $Br = (0,25a-0,02)(a-0,02) + (1,67a-0,02)(0,25a-0,2)$
- **$Br = 0,66a^2 - 0,06a + 0,0008$**

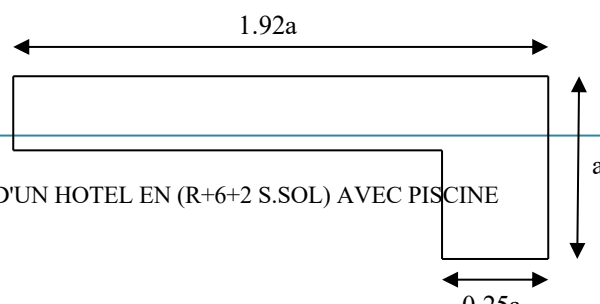


Figure II. 2 Dimensionnement de poteau "L" en fonction de "a"

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{fe}{\gamma_s} \right)} = 0,39N_u$$

Tableau II. 10 Choix des sections des poteaux d'angle (de forme L)

Niveau	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	B=1,92a	C=0,25a	RPA (cm ²)	le choix a	le choix B	le choix C
2	236,35	18,66	347,06	135,35	14,36	27,57	3,59	≥30	30	60	20
1	472,7	37,32	694,125	270,70	20,29	38,95	5,07	≥30	30	60	20
RDC	750,44	67,4	1114,19	434,53	25,70	49,34	6,42	≥30	30	65	20
SS1	989,97	85,83	1465,20	571,42	29,46	56,56	7,36	≥30	30	70	20
SS2	1209,42	101,93	1785,61	696,38	32,52	62,44	8,13	≥30	35	70	20

b).3 Vérification à l'ELS

Tableau II. 11 Vérification poteau central à l'ELS

Niveaux	Ns(KN)	B (cm ²)	Ns/1.15B	0.6f _{c28}	Vérification
2	255,01	1400	1,58	21	vérifiée
1	510,02	1400	3,16	21	vérifiée
RDC	817,84	1500	4,74	21	vérifiée
SS1	1075,8	1600	5,84	21	vérifiée
SS2	1311,35	1600	7,12	21	vérifiée

c). Poteaux de forme T

c).1 Surface afférente

$$S = 77,35 \text{ m}^2$$

c).2 Calcul des différents poids

Poids des plancher

- Poids du plancher 1,2ème étage= $7.5 \times 77,35 = 580,12$ kN
- Poids de RDC : = $8 \times 77,35 = 618,8$ KN
- Poids de SS1 et SS2 : = $7 \times 77,35 = 541,45$ KN

Poids de poutre principale

- $(0,8-0,18) \times 0,5 \times 25 \times 11,05 = 85,63$ kN

Poids de poutre secondaire

- $(0,75-0,18) \times 0,45 \times 25 \times 7 = 44,88$ KN

Volume de piscine

- $21 \times 9 \times 1,8 = 340,2$ m³

Poids des poteaux

- Poteau (h=5.44) = $25 \times (5,44-0,18) \times 0,8 = 105,2$ kN
- Poteau courant = $25 \times (3,91-0,18) \times 0,8 = 74,6$ kN
- Poteau (SS1) = $25 \times (4,32-0,18) \times 0,8 = 82,8$ KN
- Poteau (SS2) = $25 \times (3,4-0,18) \times 0,8 = 64,4$ kN

Tableau II. 12 Descente de charge du poteau (de forme T).

Etages	Niveau	désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
2^{ème} Etages	N ₁	Poids des 1 ères étage +poids de piscine	769,12	154,7
1^{ère} Etages	N ₂	N ₁ + Poids du plancher courant Poids des Poutre PP+PS Poids du Poteau	1554,35	309,4
RDC	N ₃	N ₂ + Poids du plancher courant Poids des Poutre PP+PS Poids du Poteau	2408,86	559,43
SS1	N ₄	N ₃ X ₁	3163,62	681,38
SS2	N ₅	N ₄ X ₁	3899,98	805,27

Calcul le centre de gravité : $X_g = \frac{(1,6 \times 0,3 \times 0,8) + (0,4 \times 0,8 \times 0,2)}{0,8} = 0,56$ m

$$Y_g = \frac{(1,6 \times 0,3 \times 0,95) + (0,4 \times 0,8 \times 0,4)}{0,8} = 0,73$$
 m

Moment d'inertie :

$$\frac{1,6 \times 0,3^3}{12} + 1,6 \times 0,3 \times (0,95 - 0,73)^2 + \frac{0,4 \times 0,8^3}{12} + 0,4 \times 0,8 \times (0,87 - 0,8)^2 = 0,045 m^4$$

$$\lambda = 16,55 \rightarrow \alpha = 0,81$$

- section du béton = 0,8m²
- section réduite :

$$Br = (0,1875a - 0,02)(a - 0,02) + (0,5a - 0,02)(0,25a - 0,2) = 0,3125a^2 - 0,00875a + 0,0008$$

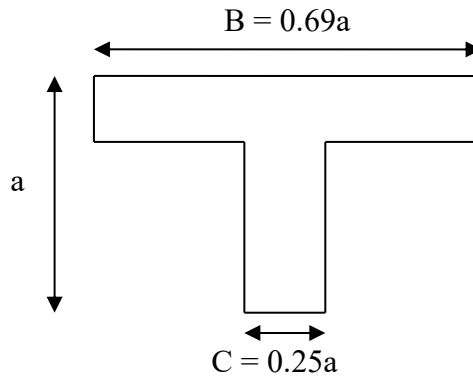


Figure II. 3 Dimensionnement de poteau "T" en fonction de "a"

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,4 N_u$$

Tableau II. 13 Choix des sections des poteaux d'angle (de forme T)

Niveau	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	B=0,69a	C=0,25a	RPA (cm ²)	le choix a	le choix B	le choix C
2	769,12	154,7	1270,36	508,14	40,33	27,82	10,08	≥30	85	60	20
1	1554,35	309,4	2562,47	1024,98	57,28	39,52	14,32	≥30	85	60	20
RDC	2408,86	559,43	4091,10	1636,44	72,37	49,93	18,09	≥30	85	60	20
SS1	3163,62	681,38	5292,95	2117,18	82,31	56,79	20,57	≥30	90	65	25
SS2	3899,98	805,27	6472,87	2589,15	91,03	62,81	22,75	≥30	90	65	25

c).3 Vérification à l'ELS

Tableau II. 14 Vérification poteau central à l'ELS

Niveaux	Ns(KN)	B (cm ²)	Ns/1.15B	0.6f _{c28}	Vérification
2	923,82	2240	3,5	21	vérifiée
1	1863,75	2240	7,23	21	vérifiée
RDC	2968,29	2240	11,52	21	vérifiée
SS1	3845	2730	12,24	21	vérifiée
SS2	4705,25	2730	14,98	21	vérifiée

d). Poteaux voile (central)

d).1 Surface afférente

$$S = 78,2\text{m}^2$$

d).2 Calcul des différents poids

Poids des plancher

- Poids du plancher terrasse = $8,73 \times 78,2 = 682,68\text{kN}$
- Poids du plancher courant = $7,5 \times 78,2 = 586,5\text{kN}$
- Poids de RDC = $8 \times 78,2 = 625,6\text{KN}$
- Poids de SS1 et SS2 = $7 \times 78,2 = 547,4\text{KN}$

Poids de poutre principale

$$- (0,8-0,18) \times 0,5 \times 25 \times 9,2 = 71,3\text{kN}$$

Poids de poutre secondaire

$$- (0,75-0,18) \times 0,45 \times 25 \times 8,1 = 51,94\text{KN}$$

Poids des poteaux

- Poteau (h=5.44) = $25 \times 0,3 \times 2,5 \times 5,26 = 98,62\text{kN}$
- Poteau courant = $25 \times 0,3 \times 2,5 \times 3,73 = 69,94\text{kN}$
- Poteau (SS1) = $25 \times 0,3 \times 2,5 \times 3,52 = 66\text{KN}$
- Poteau (SS2) = $25 \times 0,3 \times 2,5 \times 2,6 = 48,75\text{kN}$
- $l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 5,44 = 3,808\text{m}$: longueur de flambement des poteaux.

$$• i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 2,5^3 / 12}{0,3 \cdot 2,5}} = 0,72\text{m}$$

- $i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{2,5.0,3^3/12}{0,3.2,5}} = 0,086m$: le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « h ».
- $\lambda_1 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{3,808}{0,72} = 5,3 \leq 50$
- $\lambda_2 = \frac{l_f}{i_2} = \frac{3,808}{0,086} = 44,40 \leq 50$

On remarque que, le risque de flambement n'existe pas dans les deux directions.

Pour les poteaux voile, il est préférable de prendre $\lambda=5,3 \rightarrow \alpha=0,846$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,39N_u (cm)$$

➤ Section du béton = $1m^2$

➤ Section réduite :

$$Br = (0,116a-0,02)(a-0,02) = \mathbf{0,16a^2 - 0,0168a + 0,0004}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II. 15 Choix des sections des poteaux voiles centraux.

Niveaux	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$Br(cm^2)$	$a(cm)$	$B=0,16a(cm)$	Le choix
T	805,92	117,3	1263,91	/	/	/	/
P6	1585,6	273,7	2551,1	994,93	10,75	89,55	15×160
P5	2365,28	430,1	3838,27	1496,92	13,52	112,62	15×160
P4	3144,96	586,5	5125,44	1998,90	15,21	126,7	20×175
P3	3924,64	742,9	6412,61	2500,92	16,96	141,3	20×175
P2	4704,32	899,3	7699,78	3002,91	18,52	154,3	25×190
P1	5484	1055,7	8986,95	3504,81	19,93	166,02	25×190
RDC	6331,6	1329,4	10541,76	4111,28	21,52	179,26	25×190
PSS1	7709,94	1524,9	12695,77	4951,35	22,82	190,1	30×205
PSS2	8429,33	1720,4	13960,19	5444,44	24,03	200,17	30×205

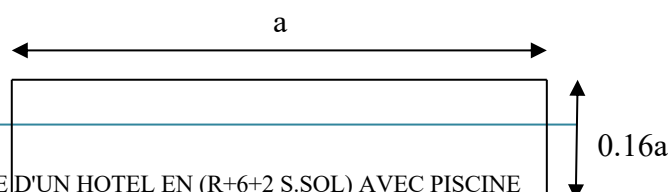
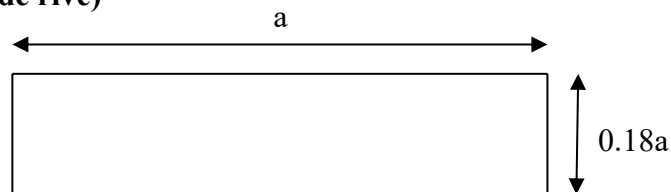


Figure II. 4 Dimensionnement de poteau voile(central)en fonction de "a"**d).3 Vérification à l'ELS****Tableau II. 16**Vérification poteau central à l'ELS

Niveaux	Ns(KN)	B(cm2)	Ns/1.15B	0.6f _{c28}	Vérification
6	1859,3	2400	6,77	21	vérifiée
5	2795,38	3500	6,94	21	vérifiée
4	3731,46	3500	9,27	21	vérifiée
3	4667,54	3500	11,59	21	vérifiée
2	5447,54	4750	9,97	21	vérifiée
1	6539,7	4750	11,97	21	vérifiée
RDC	7661	4750	14,02	21	vérifiée
SS1	9234,84	5125	15,66	21	vérifiée
SS2	10149,73	5125	17,22	21	vérifiée

e). Poteaux voile (de rive)**Figure II. 5** Dimensionnement de poteau voile(de rive)en fonction de "a"**e).1 Surface afférente**

$$S = 51,62\text{m}^2$$

e).2 Calcul des différents poids**Poids des plancher**

- Poids du plancher terrasse= $8,73 \times 51,62 = 450,64\text{kN}$
- Poids du plancher courant= $7,5 \times 51,62 = 387,15\text{kN}$
- Poids de RDC = $8 \times 51,62 = 412,96\text{KN}$
- Poids de SS1 et SS2 = $7 \times 51,62 = 361,34\text{KN}$

Poids de poutre principale

- $(0,8 - 0,18) \times 0,5 \times 25 \times 9,2 = 71,3\text{KN}$

Poids de poutre secondaire

$$- (0,75-0,18) \times 0,45 \times 25 \times 8,1 = 51,94 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

$$- \text{Poteau (h=5,44)} = 25 \times (5,44-0,18) \times 1 = 131,5 \text{ KN}$$

$$- \text{Poteau courant} = 25 \times (3,91-0,18) \times 1 = 93,25 \text{ KN}$$

$$- \text{Poteau (SS1)} = 25 \times (4,32-0,18) \times 1 = 103,5 \text{ KN}$$

$$- \text{Poteau (SS2)} = 25 \times (3,4-0,18) \times 1 = 80,5 \text{ KN}$$

- $l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 5,44 = 3,808 \text{ m}$: longueur de flambement des poteaux.

$$• i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 1,6^3 / 12}{0,3 \cdot 1,6}} = 0,46 \text{ m}$$

$$• i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h \cdot b^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{1,6 \cdot 0,3^3 / 12}{0,3 \cdot 1,6}} = 0,086 \text{ m} : \text{ le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « h ».}$$

$$• \lambda_1 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{3,808}{0,46} = 8,27 \leq 50$$

$$• \lambda_2 = \frac{l_f}{i_2} = \frac{3,808}{0,086} = 44,40 \leq 50$$

On remarque que, le risque de flambement n'existe pas dans les deux directions.

Pour les poteaux voile, il est préférable de prendre $\lambda = 8,27 \rightarrow \alpha = 0,84$

On tire de l'équation (1) la valeur de **Br** :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,39 N_u (\text{cm})$$

➤ section du béton = 1 m^2

➤ Section réduite :

$$\mathbf{Br} = (0,18a - 0,02)(a - 0,02) = \mathbf{0,18a^2 - 0,0236a + 0,0004}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17 Choix des sections des poteaux de rive voile.

<i>Niveaux</i>	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	$B=0,18a$ (cm)	Le choix
<i>T</i>	450,64	77,43	724,50	/	/	/	/
<i>P6</i>	1054,28	180,67	1694,28	660,76	60,64	10,91	15×100
<i>P5</i>	1657,92	273,58	2648,56	1032,93	75,81	13,64	15×100
<i>P4</i>	2261,56	356,17	3587,36	1399,07	88,20	15,87	20×115
<i>P3</i>	2865,2	428,44	4510,68	1759,16	98,92	17,80	20×115
<i>P2</i>	3468,84	490,39	5418,51	2113,21	108,39	19,51	25×130
<i>P1</i>	4072,48	542,01	6310,86	2461,23	116,98	21,05	25x130
<i>RDC</i>	4740,18	645,25	7367,11	2873,17	126,4	22,80	25x130
<i>PSS1</i>	5328,26	718,55	8270,97	3225,67	133,92	24,21	30x145
<i>PSS2</i>	5893,34	786,43	9135,65	3562,90	140,75	25,49	30x145

e).3 Vérification à l'ELS

Tableau II. 18 Vérification poteau de rive à l'ELS

Niveaux	Ns(KN)	B (cm²)	Ns/1.15B	0.6f_{c28}	Vérification
6	1234,95	1500	7,15	21	vérifiée
5	1931,5	1500	11,19	21	vérifiée
4	2617,73	2300	9,89	21	vérifiée
3	3293,64	2300	12,45	21	vérifiée
2	3959,23	3250	10,57	21	vérifiée
1	4614,49	3250	12,34	21	vérifiée
RDC	5385,43	3250	14,40	21	vérifiée
SS1	6043,8	4350	12,08	21	vérifiée
SS2	6679,77	4350	13,35	21	vérifiée

III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Garde-corps

III.1.1. Définition

Garde-Corps est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, Garde-Corps est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de **1m** de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur **b=100cm**
- Hauteur **H=90cm**

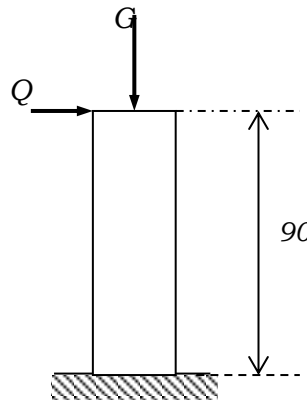


Figure III. 1 Schéma statique de garde-corps

III.1.2. Calcul des charges sollicitant le garde-corps

a). Charge permanente et charge d'exploitation

a).1. Charge permanente

Surface : $S=0.1 \times 0.9=0.09\text{m}^2$

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,09 = 2,25\text{kN / ml}$$

a).2. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante ; d'où $Q = 1,00\text{ kN/ml}$

a).3. L'action des forces horizontales (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4 \times A \times C_p \times W_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$] **groupe 2**.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,25kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,25 = 1,8\text{kN}.$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p) \Rightarrow Q_u = F_p = 1,8 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

$$G = 2,25 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 1,8 \text{ kN/m.}$$

b). Détermination des efforts

b).1. Calcul des efforts à l' ELU

- $N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,25 = 3,0375 \text{ kN}$
- $M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1,8 \times 0,9 = 2,43 \text{ kN.m}$
- $T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ kN}$

b).2. Calcul des efforts à l' ELS

- $N_S = G = 2,25 \text{ kN}$
- $M_S = Q h = 1,8 \times 0,9 = 1,62 \text{ kN.m}$
- $T_S = Q = 1,8 \text{ kN}$

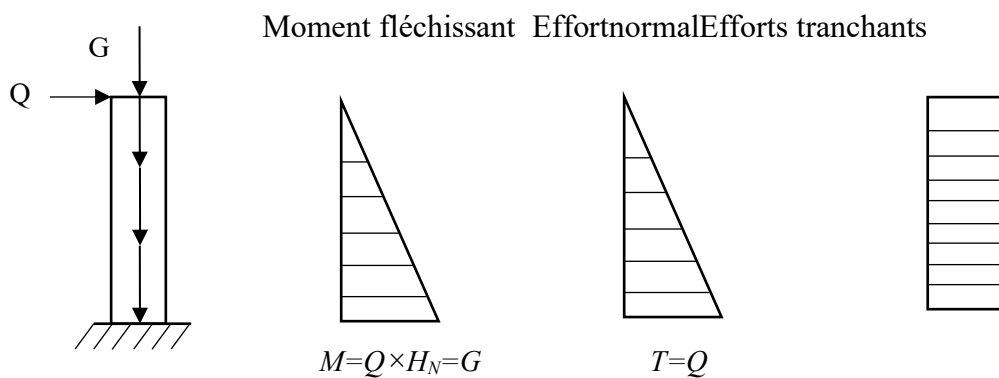


Figure III. 2 Effort interne et Moment

III.1.3. Ferrailage de garde-corps

Garde-corps est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données : [2]

$$h = 10 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 35 \text{ MPa}, \quad M_U = 2,43 \text{ kN.m},$$

$$N_U = 3,0375 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 19,83 \text{ MPa}, \quad F_e = 500 \text{ Mpa}, \quad d = 10 - c = 8 \text{ cm};$$

$$c = c' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,43}{3,0375} = 80 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 80 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

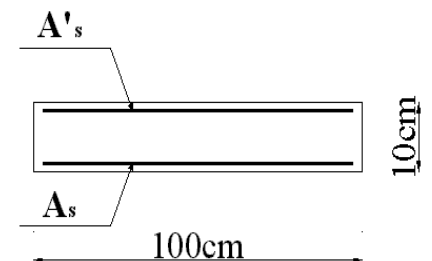


Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc le calcul se fait comme une section à un moment de flexion fictif tel que :

$$M_F = N_U f \text{ avec } f = e_0 + (h/2 - c) = 83 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } M_F = 2,52 \text{ kN.m}$$

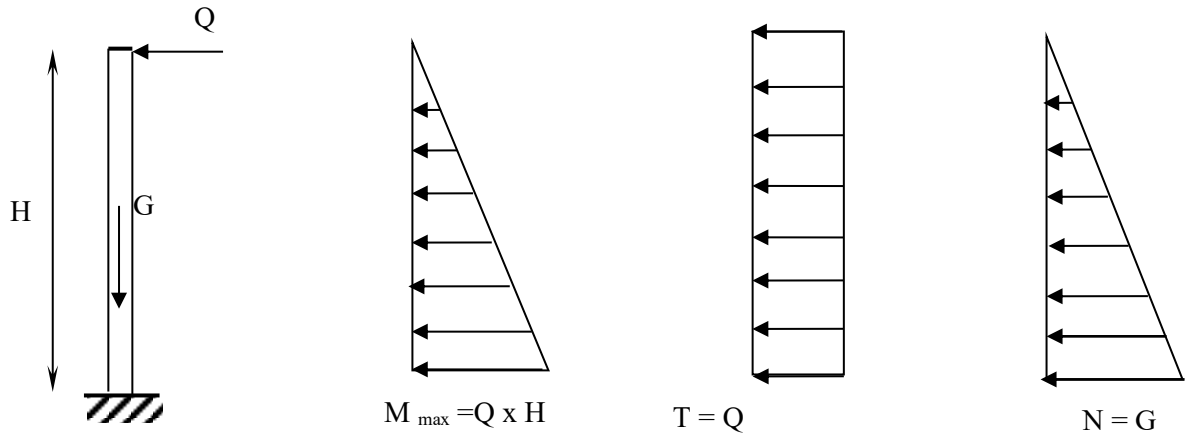


Figure III. 4 Schéma statique de l'acrotère

D'après l'organigramme I: $M = M_F = 2,52 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0,019 < \mu_R \Rightarrow A_{S'} = 0 \text{ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 0,023 ; Z = 7.92 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_S = 0,731 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_1 = A_{S'} \text{ et } A_2 = A_S - \frac{N}{\sigma_S} = 73,1 - \frac{3,0375 \cdot 10^3}{434,7} = 66,11 \text{ mm}^2$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0.66 \text{ cm}^2$

a). Condition de non fragilité

$$A_{S \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,7 / 500) = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_S = \max (A_2 ; A_{\min}) = 0,99 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 6T6 avec $A_S = 1,7 \text{ cm}^2$ avec un espacement

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

b). Armature de répartition

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \Rightarrow A_r \geq 0.425$$

La section choisie est $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$

III.1.4.Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme.
(Flexion composée à ELS)

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,62}{2,25} = 0,72 \text{ m} ; \text{ on prend } e_o = 72 \text{ cm}$$

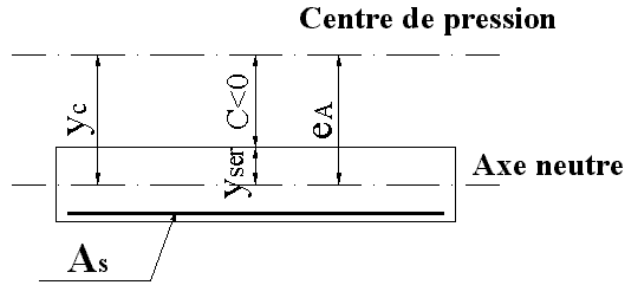


Figure III. 5 Distance de l'axe neutre

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

On a $e_o = 72 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_a \text{ Avec } e_a = d - \left(\frac{h}{2}\right) + e_o = 8 - \frac{10}{2} + 72 = 75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 8 - 75 = -67 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91 on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Avec : } n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -13459,3 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 601571,68 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow p = -13459,3 \text{ cm}^2 ; q = 601571,68 \text{ cm}^2$$

D'où l'équation (1) devient :

$$y_2^3 - 13541,87 y_2 + 601571,68 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -6013513277$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -1 \Rightarrow \varphi = 180^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 133,96$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -133,96 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 66,98 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 66,98 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 66,98 \text{ cm}$

car $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 66,98 - 67 = -0,02 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \begin{cases} y_{ser} = -0,02 \text{ cm} \\ y_c = 66,98 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1360,37 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow I = 1360,37 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$k = \frac{N_s}{I} Y_C = \frac{2,25 \cdot 10^3 \times 669,8}{13603700} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

III.1.5. Vérification des contraintes

a). Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,25 \cdot 10^3 \times 669,8}{13603700} \right) \cdot (-0,02) = -0,0022 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b). Contraintes de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 194,67 \text{ MPa} . \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \text{ K} (d - y_{SER}) = 132,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2,7 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,033 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,033 < \bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

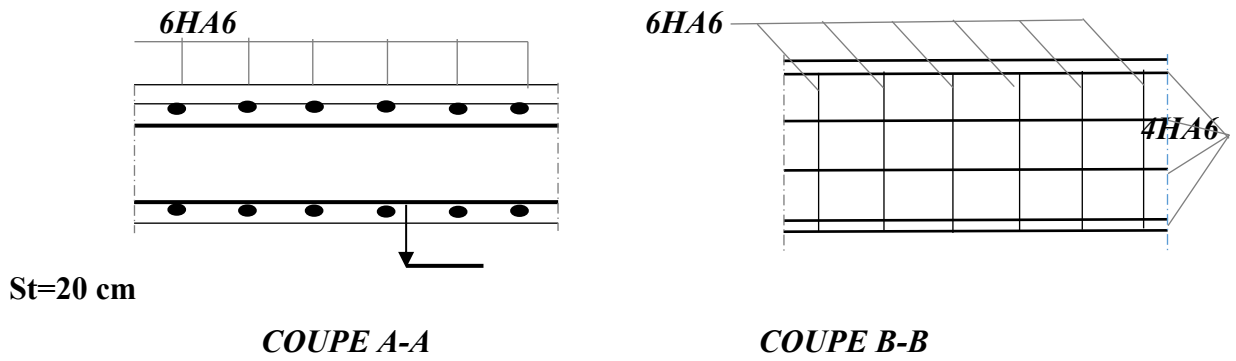


Figure III. 6 Schéma de ferrailage de Garde-Corps

III.2. Escalier

III.2.1. Calcul de l'escalier

a). Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

b). Terminologie et Définitions

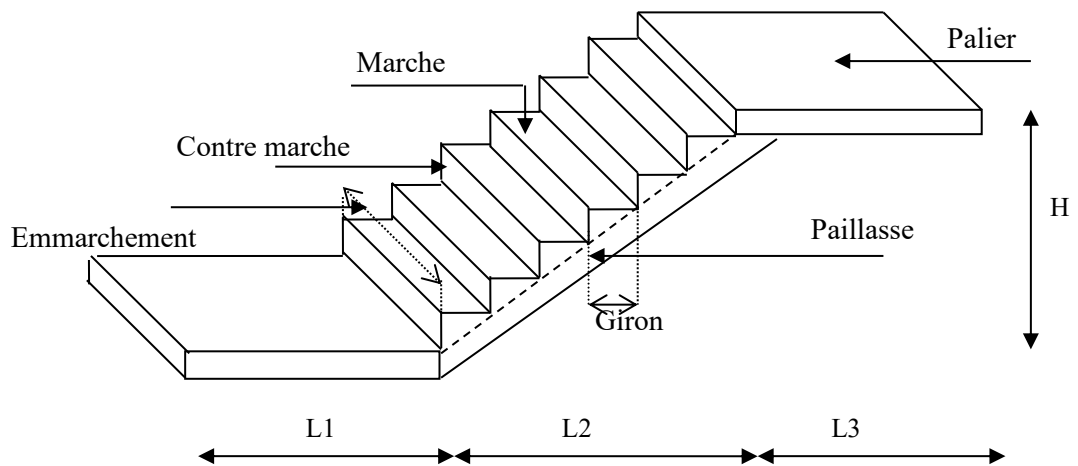


Figure III. 7 Composition d'un escalier

- **g** : giron (largeur des marches)
- **h** : Hauteur des marches
- **E** : Emmarchement
- **H** : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III.2.2. Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

Avec :

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g = 30\text{ cm}$.

a). Calcul du nombre de contre marches et de marches

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$$H=544\text{cm} \quad ; \quad h=17\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H}{h} = \frac{544}{17} \rightarrow n=32 \text{ contre marches.}$$

Les 22 marches seront réparties de la manière suivante :

- Volée 1 : $n = 16$ contre marches ; donc : $m=n-1 = 15$ marches.
- Volée 2 : $n = 16$ contre marches ; donc : $m=n-1 = 15$ marches.

Type 1

Palier 2

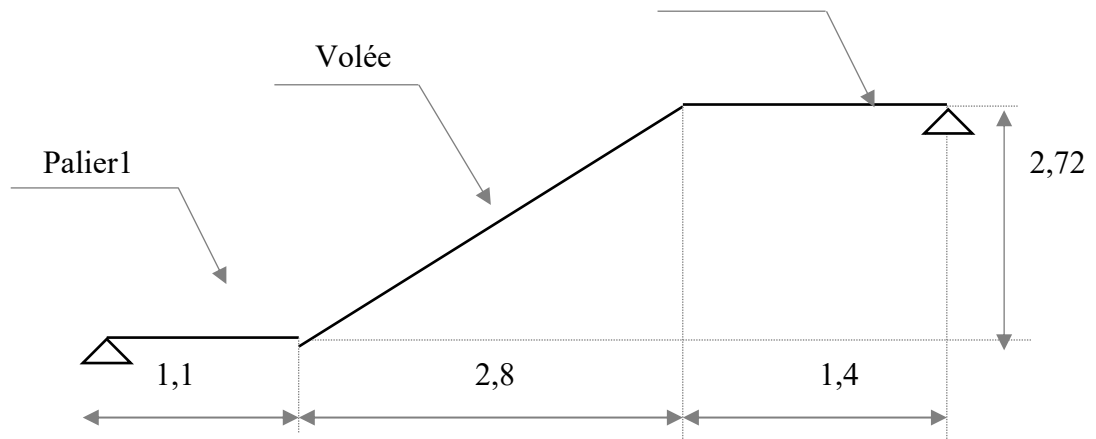


Figure III. 8 Schéma statique d'escalier type 1

b). Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du [2], la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant : $L/30 \leq e_p \leq L/20$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3.$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2,72}{2,8} = 0,97 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 44,12^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = 1,1 + \frac{4,5}{\cos 44,12} + 1,4 = 8,76\text{m.}$$

$$876/30 \leq e_p \leq 876/20 \rightarrow 29,2 \leq e_p \leq 43,8$$

L'épaisseur est très importante

Type 2

Volée

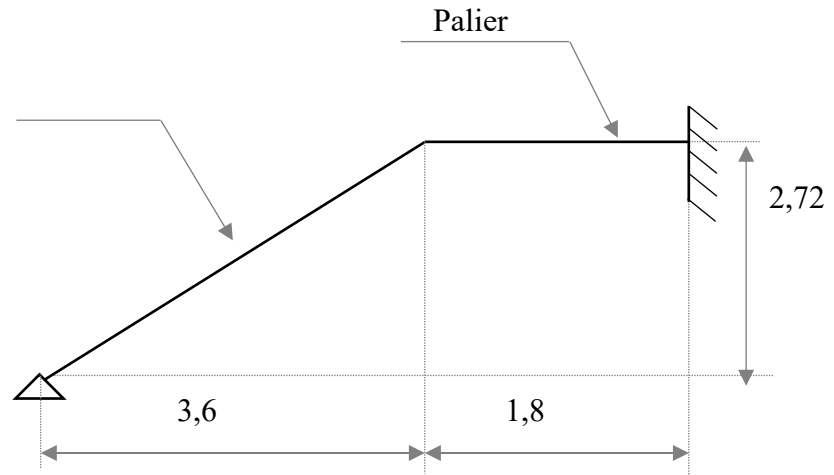


Figure III. 9 Schéma statique d'escalier type 2

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 .$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2,72}{3,6} = 0,75 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 36,86^\circ .$$

$$\text{Donc : } L = \frac{4,5}{\cos 36,86} + 1,8 = 7,42 \text{ m} .$$

$$742 / 30 \leq e_p \leq 742 / 20 \rightarrow 24,7 \leq e_p \leq 37,1$$

L'épaisseur est très importante

Conclusion

La section obtenue assez importante donc on propose l'approche ci-dessus :

Type 3 : Escaliers à fer à cheval

Pour une hauteur RDC : $H=5,44$ m

Le calcul de ce type d'escaliers se fait d'une autre manière, en fixant le nombre de contre-marches totale ($n=16$), on aboutira à une hauteur de contremarche ($h=17$ cm) et le giron ($g=30$ cm) tout en vérifiant la formule de **BLONDEL**.

- Détermination de la longueur de la ligne de foulée L :

$$L = g (n-1)$$

$$L = 30 \times (16-1) = 450 \text{ cm}$$

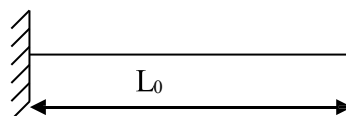


Figure III. 10 Schéma statique représente la ligne foulée

L'angle α :

$$\operatorname{tg}(\alpha) = H/L = 1,2 ; \alpha = 50,19$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$L/30 \leq e_p \leq L/20 \Rightarrow 450/30 \leq e_p \leq 450/20 \Rightarrow 15 \leq e_p \leq 22,5$$

On choisie au final : $e = 20 \text{ cm}$

III.2.3. Etude des escaliers du type 3 fer à cheval

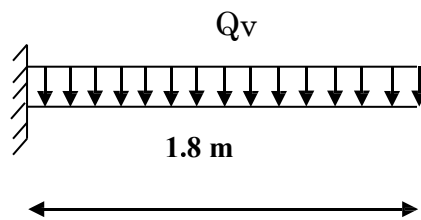


Figure III. 11 Schéma statique d'escalier type 3

a). Charges et surcharges de la Paillasse

a).1. Charge permanente

- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,2 / \cos(50,19) = 7,8 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $25 \times 0,17/2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 11,09 \text{ kN/m}^2$$

a).2. Surcharge d'exploitation

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

b). Combinaison des charges :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$

Tableau III. 1 Evaluation des charges de la paillasse

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	11,09	2,5	18,72	13,59

c). Calcul des efforts

- à l'ELU

En utilisant la méthode de RDM, on trouve :

$$R_A = 33,69 \text{ KN} \quad M_a = 30,32 \text{ KN/m} \quad V_u = 33,69 \text{ KN}$$

- à l'ELS

$$R_A = 24,46 \text{ KN} \quad M_a = 22,01 \text{ KN/m} \quad V_u = 24,46 \text{ KN}$$

d). Calcul à l'ELULe calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$.**Tableau III. 2** Caractéristiques géométriques et mécaniques

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d \text{ (cm)}$	$f_{bc}(\text{MP})$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$f_e(\text{MP})$
35	1	2,7	1,5	1,15	18	19,83	434,7	500

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

Tableau III. 3 Ferrailage du l'escalier type à fer à cheval

M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
30.32	0.047	Oui	0	0.06	17.56	3.97	6T10	4.71

e). Vérification à ELU**e).1. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23bd \times f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{s,\max} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.23 \text{ cm}^2$ vérifiée.**e).2. Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 33.69 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{33.69 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e).3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (33.69 \times 10^3 - \frac{30.32 \times 10^6}{0.9 \times 180}) \times \frac{1.15}{500} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de transversales

$$A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On choisit **6T8 = 3.02 cm²**

Espacement

- **Armatures longitudinales** : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) = 33 \text{ mm}$
- **Armatures transversales** : $S_t \leq \min(3 \times e; 45) = 45 \text{ mm}$

On opte pour : **S_t = 16cm**

f). Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

f).1. 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**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

Tableau III. 4 Vérification à l'ELS

<i>M_{ser}(KNm)</i>	<i>A_s(cm²)</i>	<i>Y (cm)</i>	<i>I (cm⁴)</i>	<i>σ_{bc} (MPa)</i>	<i>σ_{bc} ≤ σ_{bc}</i>
22.01	4.71	4.38	15906.62	6.07	Vérifiée

f).2. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 13.59 \text{ KN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.94 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000(200)^3}{12} = 6.66 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{- Calcul de flèche } f = \frac{13.59 \times 1800^4}{8 \times 12102.94 \times 6.66 \times 10^8} = 2.21 \text{ mm}$$

$$f = 1.54 \text{ mm} < \bar{f} = 3.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.}$$

$$\bar{f} = 1800/500 = 3.6 \text{ mm}$$

g). Schéma de ferrailage d'escalier

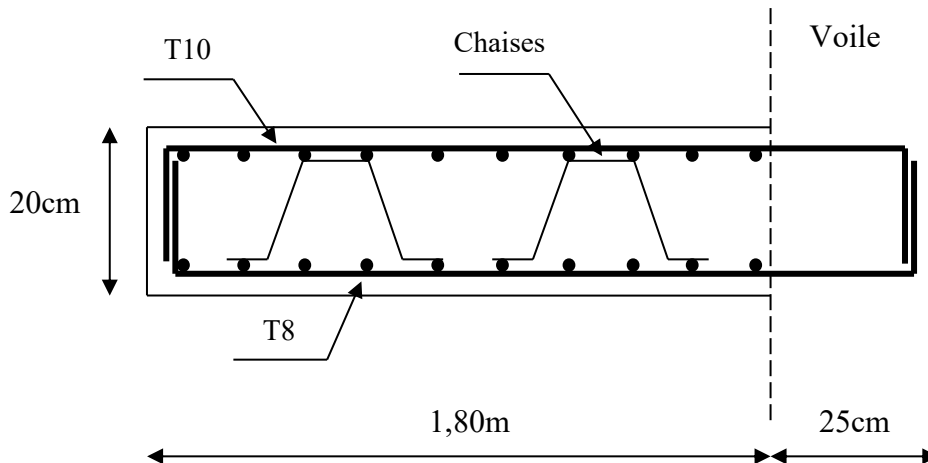


Figure III. 12 Schéma de ferrailage d'escalier

III.3. Etude de l'ascenseur

III.3.1. Description

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer verticalement des personnes vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur muni d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pouvant contenir **8 personnes** dont les caractéristiques sont les suivants :

- Vitesse de levage : **1.6 m/s.**
- Course maximale : **50 m.**
- Dimensions de la gaine : **$B_s \times T_s = 1.40 \times 1.80 \text{ (m}^2\text{)}$**
- Charge due à la salle machine : **PM = 15 kN.**
- Charge due à l'ascenseur : **DM = 51 kN**
- Charge accidentelle due à la rupture des câbles d'ascenseur : **$F_c = 145 \text{ kN.}$**
- La charge nominale est de **6.3 kN.**

III.3.2. Etude de la dalle d'ascenseur

a). Epaisseur de la dalle (h)

$$L m x = 2, L m y = 2.2$$

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes :

Soit : $h = 20\text{cm}$

b). Evaluation des charges et surcharges

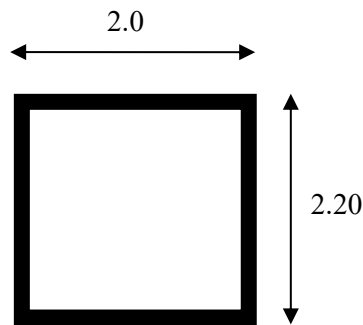


Figure III. 13 Dimension de l'ascenseur

- Poids propre de la dalle et du revêtement

$$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ kN / m}^2$$

- Poids de la cuvette

$$G_2 = (F / \text{Surface}) = (145 / 4) = 36.25 \text{ KN / m}^2$$

- Poids due à l'ascenseur + Poids due à la salle machine

$$G_3 = 15 + 51 = 66 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids total: } G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 6.1 + 36.25 + 66 = 108.35 \text{ kN / m}^2, Q = 1 \text{ kN / m}^2$$

c). Partie 1 : Charge uniformément répartie

c).1. Calcul à l'ELU

$$P = (1.35 \times 108.35) + (1.5 \times 1) = 147.77 \text{ kN / m}^2$$

Evaluation des moments [2]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 ; \mu_x = 0.0456 ; \mu_y = 0.7834$$

$$\text{- } M_x = U_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0456 \times 147.77 \times 2^2 = 26.95 \text{ kN / m}$$

$$\text{- } M_y = U_y \times M_x = 0.7834 \times 26.95 = 21.11 \text{ kN m}$$

Travées

- $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 26,95 = 20.21 \text{ kN m}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 21.11 = 15,83 \text{ kN m}$

Appuis

- $M_{ax} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 26,95 = -13.47 \text{ kN m}$
- $M_{ay} = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 21.11 = -10.55 \text{ kN m}$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \quad V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4};$$

$$V_x = 87,8 \text{ kN}; \quad V_y = 65,96 \text{ kN}$$

➤ Ferrailage

La section considérée est une section de (**1m×0.20m**) sollicitée à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$; FPN($d_x = 18 \text{ cm}$) ;

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Entravées**Tableau III. 5** Ferrailage de l'ascenseur en travée

	$M_t(\text{KN.m})$	A. Calculée (cm^2)	A. Choisie (cm^2)
Sensx-x	20.21	3,14	4 HA 10 = 3.14
Sensy-y	15,83	2.46	4 HA 10 = 3.14

❖ En appuis**Tableau III. 6** Ferrailage de l'ascenseur sur appuis

	$M_a(\text{KN.m})$	A. Calculée (cm^2)	A. Choisie (cm^2)
Sensx-x	13.47	2,09	4 HA 10 = 3.14
Sensy-y	10.55	1.64	4 HA 10 = 3.14

Vérifications à l'E.L.U**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3-\rho) \times b \times e = 0.0008 \times (3-1) \times 10 \times 2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 7 Tableau récapitulatif des résultats de calcul

	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_a(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	type	A. Choisie(cm^2)	résultat
Sensx-x	3,14	2,09	1,6	4HA10	3,14	$A_{\min} < A$
Sensy-y	2.46	1.64	1,6	4HA10	3,14	$A_{\min} < A$

Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x}' : S_t \leq \min(3 \times e ; 33) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y}' : S_t \leq \min(4 \times e ; 45) \Rightarrow S_t \leq 45 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d_s} \leq \tau_{\text{ad}} = 0.05 \times f_c 28 = 1.75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d_s} = 0.48 \text{ MPa} < 1.75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 Vérification de l'effort tranchant

	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{ad} (Mpa)	condition
Sensx-x	87,8	0.48	1.75	vérifiée
Sensy-y	65,96	0.36	1.75	vérifiée

c).2. Calcul à l'ELS

$$P = G + Q = 108,35 + 1 = 109.35 \text{ KN/m}$$

Evaluation des moments

$$\rho = 1 ; \mu_x = 0.0528 ; \nu = 0.2 ; \mu_y = 0.8502$$

$$- M_x = U_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0528 \times 109.35 \times 2^2 = 23.09 \text{ kN/m}$$

$$- M_y = U_y \times M_x = 0.8502 \times 23.09 = 19.63 \text{ kN m}$$

Travées

$$- M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 23.09 = 17.31 \text{ kN m}$$

$$- M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 19.63 = 14.72 \text{ kN m}$$

Appuis

$$- M_{ax} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 23.09 = -11.54 \text{ kN m}$$

$$- M_{ay} = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 19.63 = -9.81 \text{ kN m}$$

Vérifications

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times Y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_c 28 = 21 \text{ Mpa.}$$

$$M_t^{ser} = 17.31 \text{ kN m} ; y = 3.67 \text{ cm} ; I = 1.1319 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.61 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers; d'après le [2] la vérification de la flèche est inutile si:

- $\frac{h}{I_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \cdot M_0^x}\right) \frac{0.2}{2} \geq \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \cdot M_0^x}\right) \Rightarrow 0.10 > 0.075 \dots \dots \dots \checkmark$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{3.14}{100 \cdot 18} \leq \frac{2}{500} \Rightarrow 1.84 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \checkmark$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d). Partie 2 : Charge concentrée

La charge concentrée P est appliquée à la surface de la dalle sur une aire, elle agit $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire située sur le plan moyen de la dalle. $V \times u$
Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur : $h = 20 \text{ cm}$

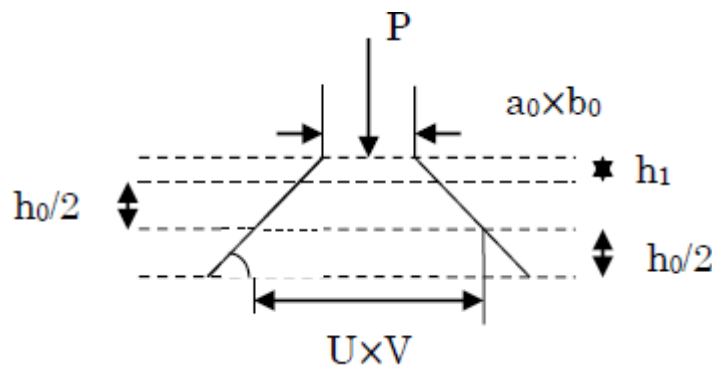


Figure III. 14 Schéma représentant la surface d'impact

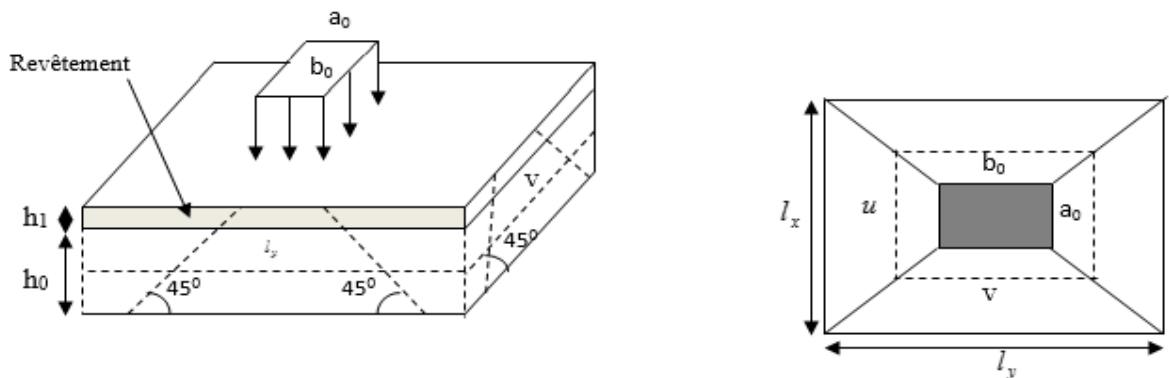


Figure III. 15 Schéma représentatif de la surface d'impact

On a: $p = D_m + P_m + P_{personne} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ kN}$.

$h_0 = 20 \text{ cm}$: Épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5 \text{ cm}$: Revêtement en béton.

a_0 et V : dimension $l_x=2$ cm.

b_0 et V : dimension $l_y=2.2$ cm.

U et V : côtés du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y : dimensions du panneau de la dalle.

$$(V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1) ; \text{ avec } (U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1)$$

Et $\xi = 1$: (revêtement en béton), avec : $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm} ; b_0 = 80 \text{ cm}$.

$$V = 80 + 20 + 2 \times 5 = 110 \text{ cm}.$$

d).1. Calcul à l'ELU

$$M_x = P_u + (M_1 + v M_2) ; M_y = P_u + (M_2 + v M_1)$$

Avec : v : coefficient de poisson :

$$- v = 0 \Rightarrow \text{à L'ELU}$$

$$- v = 0.2 \Rightarrow \text{à L'ELS}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y}$$

$$\rho = \frac{200}{220} = 0.9 ; \frac{U}{l_x} = \frac{110}{200} = 0.55 ; \frac{V}{l_y} = \frac{110}{220} = 0.5$$

En utilisant l'abaque de Pigeant pour, on obtient ($\rho = 0.9$). On obtient :

$$M_1 = 0.0945, M_2 = 0.0765$$

$$P_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 72.3 = 97,605 \text{ kN}.$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 97.605 \times 0.0945 = 9.22 \text{ kNm}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 97.605 \times 0.0765 = 7.46 \text{ kNm}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\mu = 0.0456 ; P = 0.9 ; \mu = 0.7834$$

$$P_u = 1.35 \times 8.1 + 1.5 \times 1 = 12.43 \text{ kN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 2.26 \text{ kNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.77 \text{ kNm}$$

Superposition des moments

Les moments max agissants au centre de la dalle

- $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.48 \text{ kNm}$
- $M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.23 \text{ kNm}$

Pour le ferrailage, on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

En travée

- $M_t^x = 0.75 \times M_x = 8.61 \text{ kNm}$
- $M_t^y = 0.75 \times M_y = 6.92 \text{ kNm}$

Sur appuis

- $M_a^x = -0.5 \times M_x = -5.74 \text{ kNm}$
- $M_a^y = -0.5 \times M_y = -4.61 \text{ kNm}$

Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicitée à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $f_{bu}=19.83 \text{ Mpa}$, $FPN (d=18\text{cm})$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux qui suivent :

Entravées

Tableau III. 9 Ferrailage de la dalle d'ascenseur en travée

	$M_t(\text{KN.m})$	A. Calculée(cm^2)	A. Choisie(cm^2)
Sensx-x	8.61	1.10	4 HA 10 =3.14
Sensy-y	6.92	0.88	4 HA 10 =3.14

Sur appuis

Tableau III. 10 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sur appuis

	$M_a(\text{KN.m})$	A. Calculée(cm^2)	A. Choisie(cm^2)
Sensx-x	5.74	0.73	4 HA 10 =3.14
Sensy-y	4.61	0.58	4 HA 10 =3.14

d).2. Vérification [2]

Vérification de la condition de non fragilité

$h_0=20 \text{ cm}$, $\rho_0=0.8\%$; $HAf_e=500 \text{ Mpa}$

$P=0.9 > 0.4$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0(3-\rho)}{2} \times b \times h_0 A_x^{min} = \frac{0.0008(3-1)}{2} \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_0 A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2; A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2; A_t > A_{min}.$$

Diamètre des barres

Il faut vérifier que : $\phi_{mx} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$, $\phi_{mx} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ condition vérifiée.

Vérification au poinçonnement

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (110+110) = 440 \text{ cm}$$

$$p_u = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ kN} < 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \tau = \frac{P_u}{U_c \times d} < \tau_{ad} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{97.605 \times 10^{-3}}{4.4 \times 0.17} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{ad} = 1.16 \text{ Mpa}$$

Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (au milieu).

$$U=V$$

$$V_u = \frac{p_u}{3 \times b_0} = \frac{97.605}{3 \times 0.80} = 40.66 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{40.66 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1} = 0.225 < \tau_{ad} = 0.05 \times f_{c28} = 1.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à L'E.L.S [2]**Evaluation des moments dus au système de levage**

$$\tau = \frac{P_u}{U_c \times d} < \tau_{ad} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$p_u = 72.3 \text{ kN}$$

- $M_{x1} = 72.3 \times (0.0945 + (0.2 \times 0.0765)) = 7.93 \text{ kN.m}$
- $M_{y1} = 72.3 \times (0.0765 + (0.2 \times 0.0945)) = 6.89 \text{ kN.m}$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G1 + Q = 8.1 + 1 = 9.1 \text{ kN/m}$$

$$P = 0.9 \mu_x = 0.0456 \text{ et } \mu_y = 0.7834$$

- $M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 M_{x2} = 1.66 \text{ kN.m}$
- $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} M_{y2} = 1.3 \text{ kN.m}$

Superposition des moments

- $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.59 \text{ kN.m}$
- $M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.19 \text{ kN.m}$

En travées

- $M_t^x = 0.75 \times M_x = 7.41 \text{ KN m}$
- $M_t^y = 0.75 \times M_y = 6.14 \text{ KN m}$

Sur appuis

- $M_a^x = -0.5 \times M_x = -4.79 \text{ kN m}$
- $M_a^y = -0.5 \times M_y = -4.09 \text{ kN m}$

Vérifications à l'ELS**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa.}$$

$$M_t^{ser} = 7.823 \text{ kNm} ; y = 3.67 \text{ cm} ; I = 1.131 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.53 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \frac{0.2}{2} \geq \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow 0.10 > 0.0372 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{3.14}{100 \times 18} \leq \frac{2}{500} \Rightarrow 1.84 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Plancher en dalle pleine**III.4.1. Définition**

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

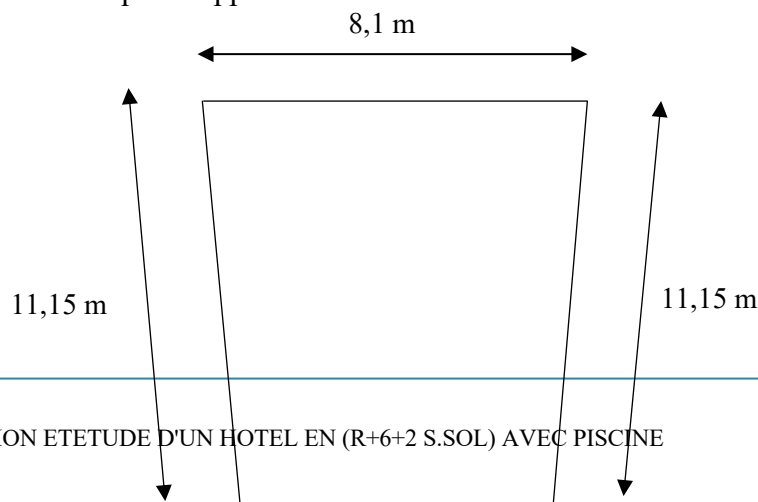


Figure III. 16 Schéma de la dalle pleine**III.4.2. Evaluation des charges****ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 18,96 \text{ kN/m}^2$$

ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 13,44 \text{ kN/m}^2$$

III.4.3. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8,10}{11,15} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a). 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 ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 75,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 36,27 \text{ kN.m}$$

a).1. Moments en travées

- $M_{tx} = 0,75 M_x = 56,91 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0,75 M_y = 27,20 \text{ KN.m}$

a).2. Moments sur appuis

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -37,94 \text{ KN.m}$$

b). Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=16,2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=35\text{MPa}$; $f_{t28}=2,7\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 Ferrailage 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	56,91	0,088	0	0,115	17,17	9,94	9T12	10,10	11,11
	y-y	27,20	0,052	0	0,067	15,7	3,96	6T10	4,71	16,66
Appuis	x-x	37,94	0,073	0	0,095	17,45	5,59	8T10	6,28	12,5
	y-y									

Espacement**- Travée**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{9} = 11,11\text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- Appuis

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

c). Vérification à l'ELU**c).1. Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,63\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \end{cases} :$$

c).2. Selon le [2]**- Travée**

Sens x-x : $A_x = 10,10\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,44\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Appuis

Sens x-x : $A_{ex} = 6,28\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $A_{con} = 6,28\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,44\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

c).3.Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,75MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{18,96 \times 8,1 \times 11,15}{2 \times 8,1 + 11,15} = 62,61kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,19kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 62,61kN$$

$$\tau_u = \frac{62,61 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,386MPa < \bar{\tau}_u = 1,75MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d). Vérification à l'ELS**d).1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0703 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

- $M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 61,99kN.m$
- $M_y = \mu_y M_x = 38,36kN.m$

Moments en travées

- $M_{tx} = 0,75M_x = 46,49kN.m$
- $M_{ty} = 0,75M_y = 28,77kN.m$

Moments sur appuis

- $M_{ay} = M_{ax} = -0,5M_x = -30,99kN.m$

d).2. Vérification des contraintes

Cas de **fissuration préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Cas de **fissuration très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sols particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Cas de **fissuration peu préjudiciable**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans les autres cas.

Dans notre cas fissuration préjudiciable
D'après le [2] on doit vérifier que :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa. ; avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III. 12 Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	46,49	7T12	7,92	5,13	1,9×10 ⁴	12,55	vérifié
	y-y	28,77	7T10	5,50	4,34	1,7×10 ⁴	7,34	
Appuis	x-x	30,99	6T10	4,71	4,12	1,2×10 ⁴	10,63	vérifié
	y-y		6T10					

d).3. Vérification de la flèche

Calcul de la flèche

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_f}; f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_v}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11993,91 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$b = 100 \text{ cm ; } h = 18 \text{ cm ; } d = 0,9h = 16,2 \text{ cm ; } A_s = 7,92 \text{ cm}^2 ; y = 5,41 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow I = 1,9 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7,92}{100 \times 16,2} = 0,0048$$

$$\sigma = M_{ser} / A_s \cdot d = 362,34 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,7}{(4 \times 0,0048 \times 362,34 + 2,7)} = 0,510$$

$$\mu = 0,510 \geq 0$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 5,62 \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,25 \end{cases}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_i * \mu} = 17517,23 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_v * \mu} = 31528,68 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{46.49 \times 10^6 \times 8100^2}{10 \times 3.59 \times 10^4 \times 17517,23 \times 10^4} = 48,39 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{46.49 \times 10^6 \times 8100^2}{10 \times 1.19 \times 10^4 \times 31528,68 \times 10^4} = 80,66 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 4,8 \text{ cm} \\ f_v = 8 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 3,22 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{810}{1000} = 1,31 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 3,22 > \bar{f} = 1,31 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Constatation

La flèche qu'on a trouvé dépasse la valeur admissible, il faut donc augmenter la rigidité de la dalle pour cela on adopte une épaisseur de **20 cm**.

Vérification de la flèche

Avec : **h=25 cm**

Tableau III. 13 Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_I (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
46,49	7,92	6,90	0,0035	260,88	7,67	3,06	0,25	159091,6	58651,03	97574,73

f_i (cm)	f_v (cm)
1,44	2,60

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,44cm \\ f_v = 2,60cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,16cm$$
$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{810}{1000} = 1,31cm$$
$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,16cm < \bar{f} = 1,31cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

IV. Etude dynamique

IV.1. Introduction

Les tremblements de terre sont présentés depuis toujours comme l'une des plus graves catastrophes pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se pose est : comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures parasismiques en zone sismique. Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est capable de supporter 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.

IV.2. 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.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré 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 le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure. 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 un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du **ETABS**.

IV.2.1. 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 poutre (**frame**) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Dans notre cas on a des éléments poteaux voiles ont été modélisés comme éléments "**Shell**".
- Chaque voile est modélisé par un élément (**Shell**).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués 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. Étude sismique

IV.3.1. 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 **HOTEL** vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS**.

IV.3.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le [1]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul des forces sismiques :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur ne dépassant pas **48m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour

l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

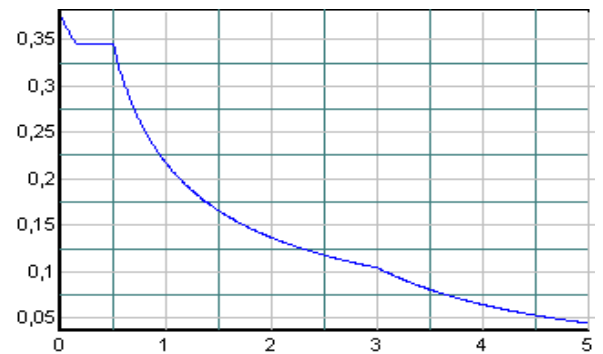


Figure IV. 1 Spectre de réponse

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « **groupe 2B** »
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d' **ALGER**(zone III).

Donc : $A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=3,5$ (voiles porteurs.cat.A.2)

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 de la structure T .

$$2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 .$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s.$$

$$2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} \quad T \geq 3.0s.$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,4s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,20$).

IV.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le [1] 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 déterminée 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 faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

a). Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

- A, Q et R ont déjà été définie.
- W : Le poids de la structure. il est calculé de manier automatique

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le [1], nous choisisons la formules qui donne les plus petites valeurs soit : $T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

b). Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le [1] :

$$\mathbf{b).1} \quad T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles.

$$\Rightarrow C_T = 0,05.$$

$$\Rightarrow T_f = 0,050 (28,9)^{3/4} = 0,62s \Rightarrow \mathbf{T_f = 0,62s.}$$

$$\mathbf{b).2} \quad T_f = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

Suivant la direction (x – x)

$$T_f = (0,09) (28,9) / (198)^{1/2} = 0,18s.$$

Suivant la direction (y – y)

$$T_f = (0,09) (28,9) / (59,10)^{1/2} = 0,34s$$

R : coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre **HOTEL** : le contreventement est assuré par des voiles porteurs et pour cette raison nous avons opté à un coefficient de comportement ($\mathbf{R=3,5}$).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [1]

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 selon [1].

Tableau IV. 1 valeurs des pénalités

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$Q//xx=1.20$.

$Q//yy=1.20$.

c). Vérification des déplacements latéraux inters étages

Le règlement parasismique Algérien préconise des vérifications concernant le déplacement inter étages selon l'article 5.10 de [1].

L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^{\max} \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta}=0.01h_e$ où h_e : Représente la hauteur de l'étage.

En effet, selon [1] 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 : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x$ et $\delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$ et $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

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).

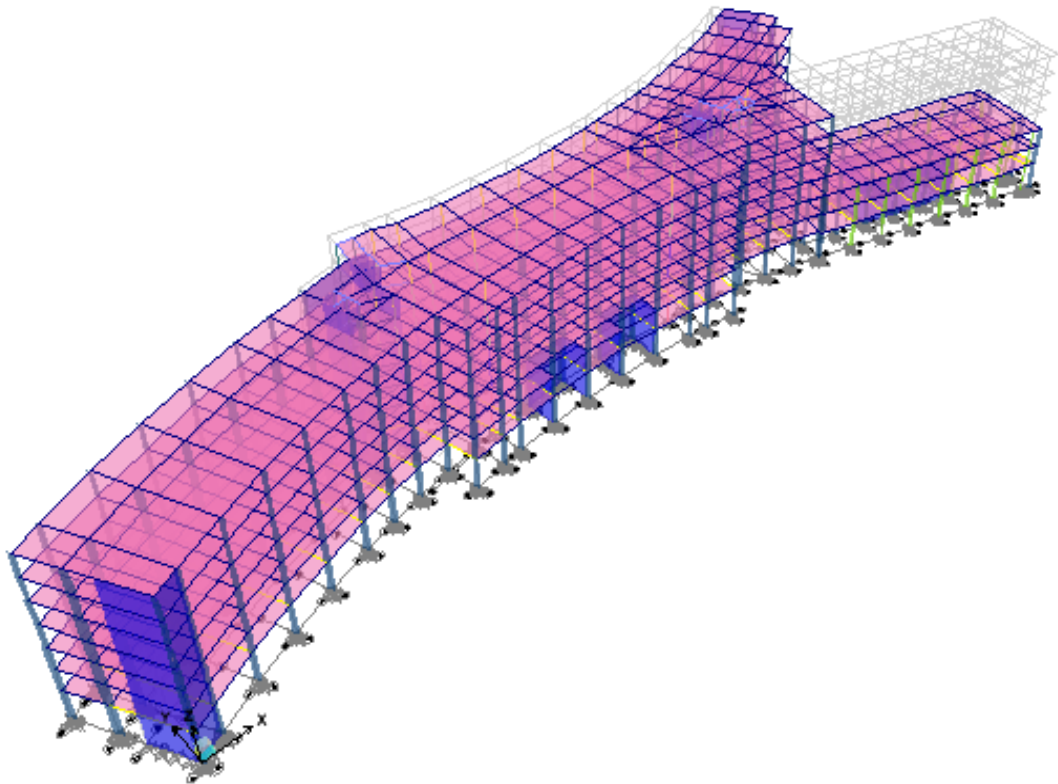


Figure IV. 2 Modélisation de l'hôtel sur ETABS

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale

IV.4.1. Model initial

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur et voiles porteurs.

a). Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Tableau IV. 2 Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0,611621	60,8108	0,1411	60,8108	0,1411	0,7599	0,2865	transx-x
2	0,434406	0,0083	44,0433	60,8191	44,1845	31,709	62,334	couplé
3	0,394539	1,3119	23,4744	62,1311	67,6589	25,3784	96,465	couplé
4	0,214138	12,3472	0,6685	74,4783	68,3274	11,0325	97,3076	/
5	0,19939	5,6845	5,0609	80,1628	73,3884	7,4051	97,3723	/
6	0,185645	4,4364	14,0859	84,5992	87,4743	9,1962	99,1196	/
7	0,125186	2,8294	2,0034	87,4286	89,4777	5,1262	99,5081	/
8	0,107766	6,4248	0,1	93,8534	89,5777	1,6819	99,5109	/
9	0,105323	0,8198	4,3455	94,6732	93,9232	0,1667	99,8766	/

b). Constatations

L'analyse dynamique de la structure avec la piscine vide conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,611621$ s ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode couplé.

c). Résultantes des forces sismiques

$$\bullet W = 421799,08 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 162260,08 \text{ kN} \\ V^y = 106293,368 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V^x = 129808,064 \text{ kN} \\ V^y = 85034,6945 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 48627,87 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 40172,62 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,67 \\ r_y = 2,12 \end{cases}$$

d). Vérification des déplacements inter étage

Sens X-X

Tableau IV. 3 Résultats des déplacements inter-étages du model initial sens X-X

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	R	δ_K^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
28,9	7,39	3.5	25,86	4,335	3,91	Non vérifiée
24,99	6,15	3.5	21,525	4,935	3,91	Non vérifiée

21,08	4,74	3.5	16,59	5,18	3,91	Non vérifiée
17,17	3,26	3.5	11,41	5,04	3,91	Non vérifiée
13,26	1,82	3.5	6,37	3,535	3,91	Vérifiée
9,35	0,81	3.5	2,835	1,645	3,91	Vérifiée
5,44	0,34	3.5	1,19	1,19	5,44	Vérifiée

Sens Y-Y

Tableau IV. 4 Résultats des déplacements inter-étages du model initial sens Y-Y

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	R	δ_K^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
28,9	3,24	3.5	11,34	1,47	3,91	Vérifiée
24,99	2,82	3.5	9,87	1,75	3,91	Vérifiée
21,08	2,32	3.5	8,12	1,925	3,91	Vérifiée
17,17	1,77	3.5	6,195	2,485	3,91	Vérifiée
13,26	1,06	3.5	3,71	1,575	3,91	Vérifiée
9,35	0,61	3.5	2,135	1,225	3,91	Vérifiée
5,44	0,26	3.5	0,91	0,91	5,44	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dans le **sens x-x** (uniquement) dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure dans ce sens.

Plusieurs modèles ont été analysés, quelque uns sont donnés dans les paragraphes ci-dessous le modèle retenu est celui dont les déplacements latéraux inter-étages sont inférieures aux valeurs admissibles (dans les deux sens **x** et **y**).

e). Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le [1] 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 de calcul est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$ Où ;

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton « **G+Q+E** ».

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (f_{c28} =**35 MPa**)

Tableau IV. 5 Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1

Etage	N_d (KN)	Section(m)	B_c (m ²)	ν	vérification
6^{ème}	1117,46	0,60	0,282	0,11	Vérifiée

4 ^{ème} , 5 ^{ème}	3894,51	0,65	0,332	0,33	Non vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	6884,03	0,70	0,385	0,51	Non vérifiée
RDC, 1 ^{er}	8561,91	0,75	0,442	0,55	Non vérifiée

Remarque

Pour les valeurs de ν qui dépassent la valeur admissible, il faut donc augmenter les sections des poteaux.

Tableau IV. 6 Redimensionnement des Poteaux.

Etage	N_d (KN)	Section (m)	B_c (m ²)	ν	vérification
6 ^{ème}	1515,28	1,10	0,95	0,04	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	5221,87	1,15	1,04	0,14	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	9026,77	1,20	1,13	0,22	Vérifiée
RDC1 ^{er}	11481,36	1,25	1,23	0,26	Vérifiée

IV.4.2. Modèle 2

Le **modèle 2** représente le **modèle 01** avec une augmentation des sections des poteaux.

a). Caractéristiques dynamique propres du modèle 2

Tableau IV. 7 Période et facteurs de participation massique du modèle 2

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0,580037	62,6072	0,0908	62,6072	0,0908	0,8235	0,1889	transx-x
2	0,432044	0,0941	36,2255	62,7013	36,3163	38,2333	50,6928	couplé
3	0,394213	1,0935	32,3866	63,7948	68,7029	18,6434	96,8182	couplé
4	0,205811	7,2588	0,275	71,0535	68,9779	16,6471	97,653	/
5	0,193037	10,7389	4,0476	81,7925	73,0255	4,484	97,7174	/
6	0,181003	3,8635	15,0427	85,656	88,0682	7,0292	99,2027	/
7	0,120021	1,8406	1,4929	87,4966	89,5611	5,5179	99,4942	/
8	0,10461	6,4457	0,3907	93,9422	89,9518	1,1766	99,5211	/
9	0,101302	1,0717	4,3108	95,0139	94,2627	0,0575	99,8962	/

b). Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,580037s$;
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème} mode**.
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **2^{ème} mode** est un mode couplé.
- Le **3^{ème} mode** est un mode couplé.

c). **Résultantes des forces sismiques**

$$\bullet \quad W=429308,87 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 165148,99 \text{ kN} \\ V^y = 108185,83 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow: \begin{cases} 0,8V^x = 122119,19 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 86548,668 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 51223,94 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 41499,98 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,58 \\ r_y = 2,08 \end{cases}$$

d). **Vérification des déplacements inter étage****Sens X-X****Tableau IV. 8** Résultats des déplacements inter-étages du model 2 sens X-X

Story	$\delta_{eK}^x (m)$	R	$\delta_K^x (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\bar{\Delta}(m)$	Observation
28,9	6,38	3.5	22,33	3,4	3,91	Vérifié
24,99	5,41	3.5	18,93	4,09	3,91	Non vérifié
21,08	4,24	3.5	14,84	4,41	3,91	Non vérifié
17,17	2,98	3.5	10,43	4,41	3,91	Non vérifié
13,26	1,72	3.5	6,02	2,86	3,91	Vérifié
9,35	0,9	3.5	3,15	1,96	3,91	Vérifié
5,44	0,34	3.5	1,19	1,19	5,44	Vérifié

Sens Y-Y**Tableau IV. 9** Résultats des déplacements inter-étages du model 2 sens Y-Y

Story	$\delta_{eK}^x (m)$	R	$\delta_K^x (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\bar{\Delta}(m)$	Observation
28,9	0,44	3.5	1,54	0,315	3,91	Vérifié
24,99	0,35	3.5	1,225	0,35	3,91	Vérifié
21,08	0,24	3.5	0,875	0,35	3,91	Vérifié
17,17	0,15	3.5	0,525	0,105	3,91	Vérifié

13,26	0,12	3.5	0,42	0,14	3,91	Vérifié
9,36	0,08	3.5	0,28	0,14	3,91	Vérifié
5,44	0,04	3.5	0,14	0,14	5,44	Vérifié

IV.4.3. Modèle final

Le **modèle final** représente le **modèle 02** avec les voiles de contreventement.

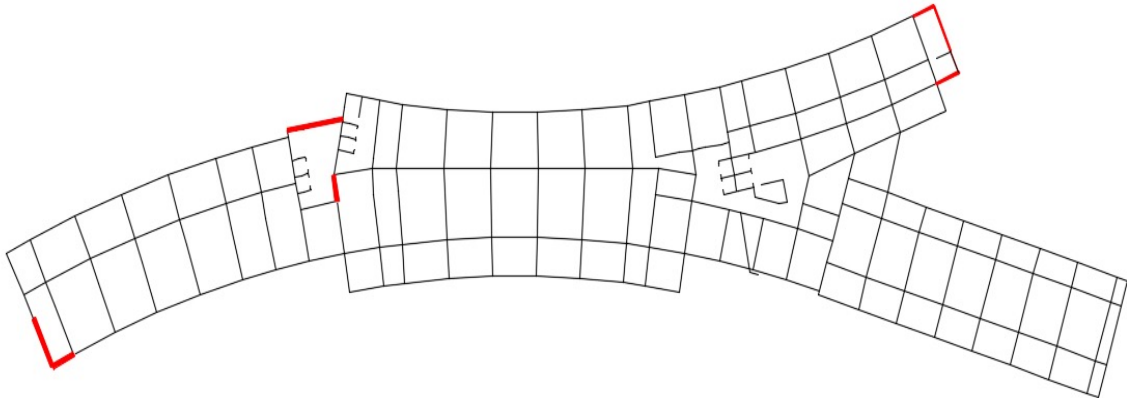


Figure IV. 3 Modèle final avec les voiles de contreventement

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau IV. 10 Période et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0,51764	65,3646	0,0196	65,3646	0,0196	0,5674	0,0161	transx-x
2	0,398886	0,0633	60,934	65,4279	60,9537	14,7379	85,2727	transy-y
3	0,34784	0,3537	8,8819	65,7816	69,8356	48,2956	97,8616	rotation
4	0,166966	14,5855	5,7029	80,3671	75,5385	0,0007	98,0695	/
5	0,162144	7,3217	14,0219	87,6888	89,5604	2,2182	99,2528	/
6	0,148876	0,9101	0,0767	88,5989	89,637	23,9877	99,5081	/
7	0,088993	0,2145	5,2139	88,8134	94,8509	0,7678	99,9156	/
8	0,087442	6,9867	0,135	95,8001	94,9859	0,0674	99,923	/

a). Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,51764s** ;
- 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 **X-X**.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

b). Résultantes des forces sismiques

$$\bullet \quad W = 434240,17 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 167045,99 \text{ kN} \\ V^y = 109428,523 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 133636,792 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 87542,8183 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 53687,33 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 43740,75 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,5 \\ r_y = 2,01 \end{cases}$$

c). Vérification des déplacements inter étage**Sens X-X****Tableau IV. 11** Résultats des déplacements inter-étages du model final sens X-X

Story	$\delta_{eK}^x (m)$	R	$\delta_K^x (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\bar{\Delta}(m)$	Observation
28,9	5,62	3.5	19,67	3,12	3,91	Vérifié
24,99	4,73	3.5	16,55	3,53	3,91	Vérifié
21,08	3,72	3.5	13,02	3,675	3,91	Vérifié
17,17	2,67	3.5	9,345	3,64	3,91	Vérifié
13,26	1,63	3.5	5,705	2,87	3,91	Vérifié
9,35	0,81	3.5	2,835	1,61	3,91	Vérifié
5,44	0,35	3.5	1,225	1,225	5,44	Vérifié

Sens Y-Y**Tableau IV. 12** Résultats des déplacements inter-étages du model final sens Y-Y

Story	$\delta_{eK}^y (m)$	R	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^y (m)$	$\bar{\Delta}(m)$	Observation
28,9	2,9	3.5	10,15	1,33	3,91	Vérifié
24,99	2,52	3.5	8,82	1,54	3,91	Vérifié
21,08	2,08	3.5	7,28	1,68	3,91	Vérifié
17,17	1,60	3.5	5,6	2,135	3,91	Vérifié
13,26	0,99	3.5	3,465	1,435	3,91	Vérifié
9,35	0,58	3.5	2,03	1,08	3,91	Vérifié

5,44	0,25	3.5	0,95	0,95	5,44	Vérifié
------	------	-----	------	------	------	---------

IV.5. Conclusion

- L'irrégularité en plan de ce bâtiment nous a causé beaucoup de difficultés pour avoir une structure stable.
- Le décrochement de 4 niveaux nous a provoqué une chute libre de rigidité qui a rendu ces niveaux souples.

L'étude de ce bâtiment sans joint sismique nous a provoqué des problèmes dans les vérifications citées dans les règles parasismiques algériennes en plus l'augmentation des efforts interne qui implique le changement défavorable des sections de ferrailage dans tous les niveaux.

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient les suivantes :

- Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8 \times V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ($0.8 \times V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.

D'après les essayes que nous avons fait concernant la modélisation avec élément frames (poteaux voile et poteaux rectangulaires) nous avons trouvées presque le même résultat de rigidité par rapport à la modélisation avec élément Shell qui est notre choix final de modélisation.

V. Etudes des éléments principaux

V.1.Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le [1] et le [2] ;

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux ;
- Poutres ;
- voiles.

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), compression ' N ', et à un moment fléchissant " M ".

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 (**ELU**) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1 Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	35	19,83	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	35	25,86	1	500	500

V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a). Selon [2] (Situation durable)

- **ELU** 1,35G+1,5Q
- **ELS** G+Q

b). Selon [1] (Situation accidentelle)

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1. Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr})
2. Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max} , N_{corr})
3. Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr})
4. Effort normal de traction et le moment correspondant (N_{trac} , M_{corr})

V.2.3. Recommandation selon [1]

D'après le [1], pour une zone sismique **III**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $\mathbf{\varnothing_1 = 12\text{mm}}$.
- La longueur minimale de $\mathbf{50 \varnothing_1}$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $\mathbf{20\text{cm}}$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les poteaux sont ferrailés par le logiciel **SOCOTEC** (situation durable ou accidentelle). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures

calculée pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons.

Tableau V. 2 Ferrailage des poteaux circulaires 125

Poteaux circulaires 125						
1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E			
Sollicitations		A_s (cm²)	Sollicitations		A_s (cm²)	
1	N^{max}	-11846,29	0	N^{max}	-11481,36	0
	M^{corr}	194,931		M^{corr}	-1754,718	
2	M^{max}	687,422	0	M^{max}	-1803,955	0
	N^{corr}	-9829,69		N^{corr}	-7465,66	
3	N^{min}	-698,04	0	N^{min}	-62,95	3,8
	M^{corr}	-102,36		M^{corr}	147,345	
4	N^{tra}	/	0	N^{tra}	9005,84	180,12
	M^{corr}	/		M^{corr}	201,754	

Tableau V. 3 Ferrailage des poteaux circulaires 120

Poteaux circulaires 120						
1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E			
Sollicitations		A_s (cm²)	Sollicitations		A_s (cm²)	
1	N^{max}	-8164,42	0	N^{max}	-9026,77	0
	M^{corr}	416,15		M^{corr}	-3112,03	
2	M^{max}	829,185	0	M^{max}	3348,846	143,66
	N^{corr}	-3225,02		N^{corr}	2221,42	
3	N^{min}	-399,54	0	N^{min}	-27,41	65,47
	M^{corr}	-62,667		M^{corr}	1656,889	
4	N^{tra}	/	0	N^{tra}	3740,85	91,95
	M^{corr}	/		M^{corr}	445,888	

Tableau V. 4 Ferrailage des poteaux circulaires 115

Poteaux circulaires 115						
1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E			
Sollicitations		A_s (cm²)	Sollicitations		A_s (cm²)	
1	N^{max}	-4897,31	0	N^{max}	-5221,87	31,47
	M^{corr}	443,747		M^{corr}	-2802,746	
2	M^{max}	443,747	0	M^{max}	2873,367	142,16
	N^{corr}	-4897,31		N^{corr}	921,02	
3	N^{min}	-125,41	0	N^{min}	-4,46	6,62
	M^{corr}	-9,425		M^{corr}	175,656	
4	N^{tra}	/	/	N^{tra}	2246,14	121,85
	M^{corr}	/		M^{corr}	1848,981	

Tableau V. 5 Ferrailage des poteaux circulaires 110

Poteaux circulaires 110						
1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E			
Sollicitations		A_s (cm ²)	Sollicitations		A_s (cm ²)	
1	N^{max}	-1667,54	0	N^{max}	-1515,28	0
	M^{corr}	515,809		M^{corr}	-416,207	
2	M^{max}	-542,906	0	M^{max}	2545,358	120,04
	N^{corr}	-1567,52		N^{corr}	221,52	
3	N^{min}	/	/	N^{min}	-26,22	1,65
	M^{corr}	/		M^{corr}	55,918	
4	N^{tra}	/	/	N^{tra}	883,76	33,31
	M^{corr}	/		M^{corr}	377,162	

V.2.4. Choix des armatures

Tableau V. 6 Choix des armatures des poteaux

Niveau	Sections (cm)	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 1 ^{er}	125	180,12	110,39	490,87	736,31	20T25+18T25	186,53
2 ^{ème} 3 ^{ème}	120	143,66	101,731	452,4	678,58	20T25+10T25	147,26
4 ^{ème} 5 ^{ème}	115	142,16	93,43	415,47	623,21	20T25+10T25	147,26
6 ^{ème}	110	120,04	85,48	380,13	570,2	20T25+5T25	123,72

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, I, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Béton $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21MPa$

- Acier

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a). N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{max}

Tableau V. 7 Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	125	-8625,66	140,08	93,65	250	6,27	21	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	120	-5954,04	303,58	85,48	250	5,77	21	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème}	115	-3573,64	322,85	65,27	250	4,43	21	OK
6 ^{ème}	110	-1220,66	375,86	50,08	250	3,48	21	OK

b). M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{cor}

Tableau V. 8 Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er}	110	495,54	-7167,56	97,98	250	6,62	21	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème}	105	612,327	-2359,3	66,29	250	4,56	21	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème}	100	322,853	-3573,64	65,27	250	4,43	21	OK
6 ^{ème}	95	397,173	-1146,56	52,22	250	3,64	21	OK

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant

a). 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 [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le [2] $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \text{ avec :}$$

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. 9 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	A	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC <i>1^{er}</i>	125	773,8	0,778	12,18	0,075	2,625	3,50	OK
<i>2^{ème}</i> <i>3^{ème}</i>	120	1622,49	1,77	9,12	0,075	2,625	3,50	OK
<i>4^{ème}</i> <i>5^{ème}</i>	115	1514,54	1,80	9,52	0,075	2,625	3,50	OK
<i>6^{ème}</i>	95	1591,94	2,06	9,95	0,075	2,625	3,50	OK

b). Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [2] et celles du [1]; elles sont données comme suit :

Selon le [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.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} ; \text{ avec :}$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (**zone III**).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$ Zone courante (**zone III**).

ϕ_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : 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 $f_e=500MPa$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 10 Espacements maximaux selon [1]

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC <i>1^{er}</i>	125	20T25+18T25	25	10	15
<i>2^{ème}</i> <i>3^{ème}</i>	120	20T25+10T25	25	10	15
<i>4^{ème}</i> <i>5^{ème}</i>	115	20T25+10T25	25	10	15
<i>6^{ème}</i>	110	20T25+5T2	25	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC <i>1^{er}</i>	125	3,808	3,046	3.75	773,8	N	10	1,06	5T10	3,93
						C	15	1,6	5T10	3,93
<i>2^{ème}</i> <i>3^{ème}</i>	120	2.737	2,280	3.75	1622,49	N	10	3,11	5T10	3,93
						C	15	3,35	5T10	3,93
<i>4^{ème}</i> <i>5^{ème}</i>	115	2.737	2,38	3.75	1514,54	N	10	2,90	5T10	3,93
						C	15	3,13	5T10	3,93
<i>6^{ème}</i>	110	2.737	2,488	3.75	1591,94	N	10	3,05	5T10	3,93
						C	15	3,29	5T10	3,93

V.2.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_l$ en zone III.

Pour : **T25**..... $L_r=125cm$

V.2.8. Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux su sous sol sont calcules à la compression simple, le ferrailage est donnée par : $A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau $B = \frac{\pi D^2}{4}$.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r = \frac{(\pi (D-2)^2)}{4} [m^2]$.

a). Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(RDC)=8517,02kN$$

- Poids du plancher..... $7 \times 66,43 = 465,01kN$
- Poids du poteau..... $= \frac{\pi 1,25^2}{4} \times (3,3-0,90) \times 25 = 73,63kN$
- Poids de la poutre principale..... $(0,9-0,18) \times 0,6 \times 25 \times 9,1 = 98,28kN$
- Poids de la poutre secondaire..... $(0,75- 0,18) \times 0,45 \times 25 \times 7,3 = 46,81kN$

$$\underline{\underline{G = 686,73kN}}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 66,43 = 166,07 kN$

$$N_{u1}=1,35G+1,5Q= 1176,2 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol :

$$N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u1}=9693,22\text{kN}$$

b). Calcul du ferrailage

- $i = \frac{\phi}{4} = 31,25 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4 \cdot l_f}{\phi} = 7,63$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,832$
- $B_r = \frac{(\pi (D-2)^2)}{4} = 11882,3 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{9693,22 \cdot 10^3}{0,832} - \frac{11882,3 \cdot 10^2 \cdot 35}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B$$

$$A_s = A_s^{\min} = 110,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 20T25+18T25 = 186,56 \text{ cm}^2$$

c). Vérification du ferrailage à ELS

$$N_{ser(RDC)} = 8396,83 \text{ kN.}$$

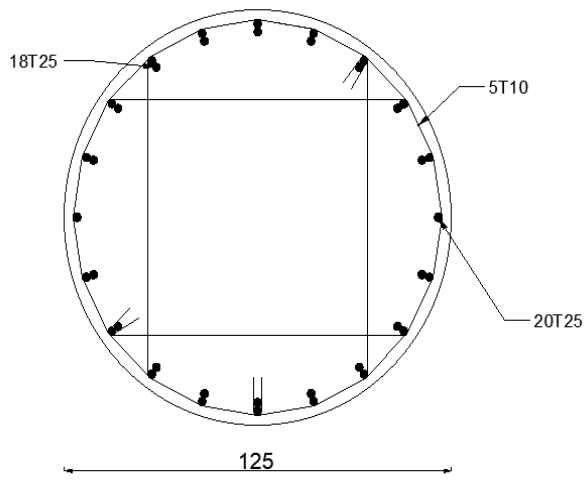
$$N_{ser1} = G + Q = 856,95 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où: } N_{ser(SS)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1} = 9253,78 \text{ kN}$$

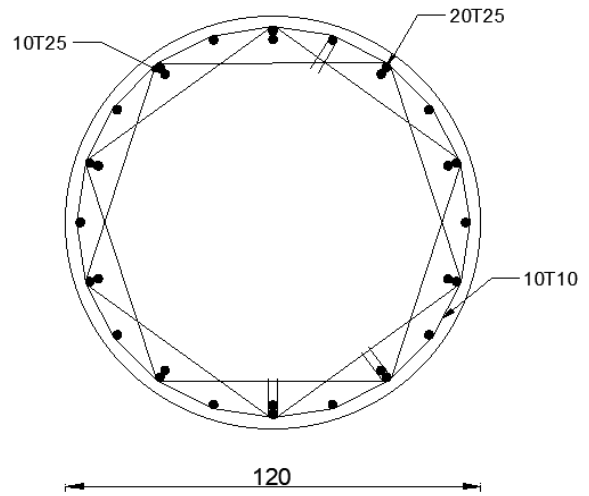
Tableau V. 12 Vérification du ferrailage à l'ELS

Niveaux	Sections (cm)	N_{ser}^{\max} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
S.Sol	125	9253,78	99,98	250	6,69	21	ok

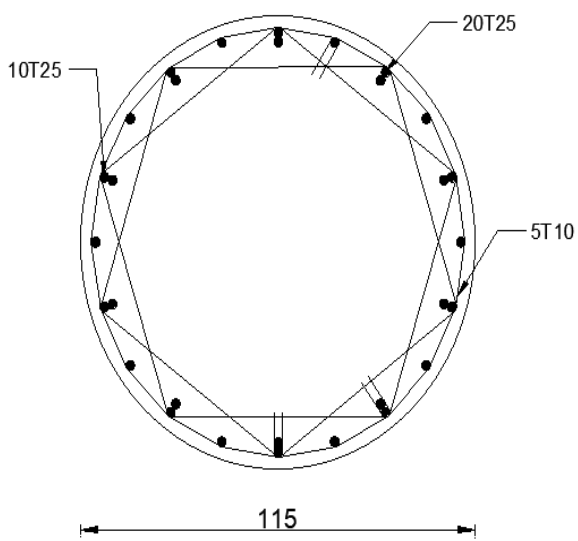
V.2.9. Schéma de ferrailage des poteaux



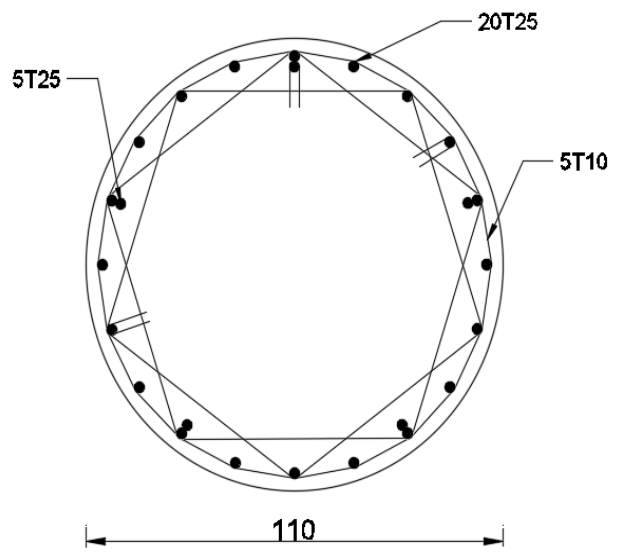
RDC , 1^{er} étages



2^{ème} , 3^{ème} étages



4^{ème} , 5^{ème} étages



6^{ème} étage

Figure V. 1 Ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage 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 composé. On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable** : - $1,35G+1,5Q$
- **Situation accidentelle** : - $G+Q+E$
- $0,8G+E$

V.3.2. Recommandation du [1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone **III**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 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:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations (situation durable et accidentelle) selon le **Tableau V.1**

V.3.3. Présentation des résultats

Les poutres sont ferrillées par le logiciel **SOCOTEC** (situation durable ou accidentelle). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons.

Remarque

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion composée (**F.C**) à cause de l'étude thermique.

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens .

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a). Poutres porteuses**a).1 Avec voile****Tableau V. 13** Ferrailage des poutres porteuses avec voile

Poutres du plancher	Sections des poutres (cm ²)	Zone	Poutres porteuses					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etages courants	50×80	appui	-1022,07	0	33,89	1878,28	0	55,56
		travée	967,68	31,88	0	1853,94	54,73	0
Terrasse	50×80	appui	663,93	0	21,14	1045,4	0	29
		travée	617,83	19,58	0	702,61	19,05	0

a).2 Sans voile**Tableau V. 14** Ferrailage des poutres porteuses sans voile

Poutres du plancher	Sections des poutres (cm ²)	Zone	Poutres porteuses					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etages courants	50×80	appui	1022,78	0	33,89	1197,18	0	33,57
		travée	967,68	31,88	0	1136	31,71	0
Terrasse	50×80	appui	663,93	0	21,14	575,85	0	15,48
		travée	617,83	19,58	0	657,01	17,76	0

b). Poutres non porteuses

b).1 Avec voile

Tableau V. 15 Ferrailage des poutres non porteuses avec voile

Poutres du plancher	Sections des poutres (cm ²)	Zone	Poutres non porteuses					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etages courants	45×75	appui	928,76	0	33,6	924,96	0	27,69
		travée	664,07	23,06	0	832,29	24,71	0
Terrasse	45×75	appui	335,78	0	11,16	710,96	0	20,89
		travée	720,8	25,24	0	642,28	18,76	0

b).2 Sans voile

Tableau V. 16 Ferrailage des poutres non porteuses sans voile

Poutres du plancher	Sections des poutres (cm ²)	Zone	Poutres non porteuses					
			1,35 G + 1,5 Q			G + Q + E ; 0,8G+E		
			M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etages courants	45×75	appui	928,78	0	33,6	924,96	0	27,69
		travée	664,07	23,06	0	664,07	23,06	0
Terrasse	45×75	appui	335,78	0	11,16	629,97	0	18,38
		travée	720,8	25,24	0	563,45	16,35	0

V.3.4. Choix des armatures

a). Poutres porteuses

Tableau V. 17 Choix des armatures pour les poutres porteuses

Poutres du plancher	Sections (cm ²)	Zone	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{choisie} (cm ²)	Choix des barres	Le Choix de A' _s	A _s ^{adopté} (cm ²)
Etages courants	50×80	Appui	1878,28	0	55,56	20	55,56	12T25	6T25	58.88
		Travée	1853,94	54,73	0		54,73	12T25	6T25	58.88
Terrasse	50×80	Appui	1045,4	0	29	20	29	6T25	6T25	29.44
		Travée	702,61	19,05	0		20	6T25	6T25	29.44

b). Poutres non porteuse

Tableau V. 18 Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Poutres du plancher	Sections des poutres (cm ²)	Zone	M _u ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{choisi} _e (cm ²)	Choix des barres	Le Choix de A' _s	A _s ^{adopté} (cm ²)
Etages courants	45×75	Appui	928,78	0	33,6	16,875	33,6	8T25	5T25	39.25
		Travée	664,79	23,06	0		23,06	8T25	5T25	39.25
Terrasse	45× 75	Appui	710,96	0	20,89	16,875	20,89	8T25	5T25	39.25
		Travée	642,18	18,76	0		18,76	7T25	5T25	24.53

V.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,7MPa ; f_e=500MPa$$

Tableau V. 19 Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
50 × 80	4,47	Vérifiée
45 × 75	3,77	Vérifiée

Les section choisie sont tous supérieure à A_s^{min} alors la condition est vérifiée.

V.3.6. Vérification Vis à Vis de L'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser}, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Le règlement[2] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à **25m**.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 35981,72 \text{ MPa}$).

Donc : $\sigma = 35981,72 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 7,19 \text{ MPa}$.

Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

Acier

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Touts les résultats concernant la vérification des aciers à l'ELS sont regroupées dans les tableaux suivants.

a). Sens porteur

Tableau V. 20 Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc+ \sigma}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MP)	Vérification
Etage courant	Travée	387.77	12,74	21	105.90	250	OUI
	Appui	443.36	13,54		121.08		
terrasse	Travée	283.05	12,15	21	150.16	250	OUI
	Appui	345.30	13,25		183.182		

b). Sens non porteur

Tableau V. 21 Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc+ \sigma}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MP)	Vérification
Etage courant	Travée	556.23	17,95	21	240.49	250	OUI
	Appui	526.19	17,37		227.50		
terrasse	Travée	542.62	17,70	21	234.61	250	OUI
	Appui	398.02	15,2		195.56		

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 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau V. 22 Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	pp : 50 × 80	371,69	1,03	3,5	OK
	Ps : 45 × 75	358,6	1,18	3,5	OK
terrasse	Pp : 50 × 80	101,06	0,28	3,5	OK
	Ps : 45 × 75	53,62	0,17	3,5	OK

b). Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance **FeE500** ($f_e=500\text{MPa}$).

Selon le [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 [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 23 Calcul des armatures transversales

Section	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	Z N	Z C		
50 × 80	371,69	1,03	40	20	40	15	20	2,25	6T8
45 × 75	358,6	1,18	40	18,75	37,5	15	20	2,025	6T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$

$\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$

$\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$

$\phi=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

V.3.9. Arrêt des barres [1]

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

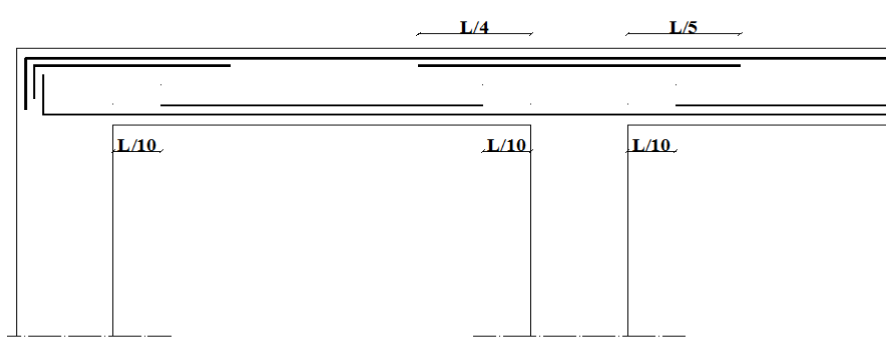


Figure V. 2 Arrêt des barres

V.3.10. Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

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

Tel que :

- Poutre porteuse (**50x80**) : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.45\text{cm}$ ($L = 9,5m > 5m$)
- Poutre non porteuse (**45x75**) : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.36\text{cm}$ ($L = 8,6m > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées** $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées** $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

- **Position de l'axe neutre (y_1 est solution de l'équation du deuxième degré suivante)**

$$by_1^2 + 30.(A_s + A_s').y_1 - 30.(d.A_s + d'.A_s') = 0$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I₀**

$$I_0 = \frac{by_1^3}{12} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A_s'(y_1 - d')^2]$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_i \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inerties fictives.}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \end{cases}$$

E_i = 35981,72 MPa ; E_v = 11993,90 MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V. 24 Tableau "1" récapitulatif du calcul de la flèche

Usage	Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y	σ _s (MP)	δ	λ _i
Courant	PP	50x80	744,99	58,88	29,44	57,69	175,7	0,016	1,65
	PS	45x75	928,78	49,06	24,53	53,64	280,46	0,016	1,67
Terrasse	PP	50x80	484,56	29,44	29,44	41,03	228,60	0,008	3,30
	PS	45x75	710,96	63,78	24,53	61,62	165,14	0,02	1,28

Tableau V. 25 Tableau "2" récapitulatif du calcul de la flèche

Usage	Cas	μ	I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf _T (mm)	f̄ (mm)	Vérification
Courant	PP	0,66	3404686,79	1782286,08	2599848,28	10,48	21,55	11,07	19	Vérifiée
	PNP	0,66	2506842,61	1202955,07	1817848,75	15,87	31,5	15,63	17,2	Vérifiée
Terrasse	PP	0,53	3038675,81	1207191,49	1957515,55	10,06	18,62	8,55	19	Vérifiée
	PNP	0,71	2692910,5	1543454,78	2165857,35	9,46	20,24	10,77	17,2	Vérifiée

V.3.11. Schéma de ferrailage des poutres

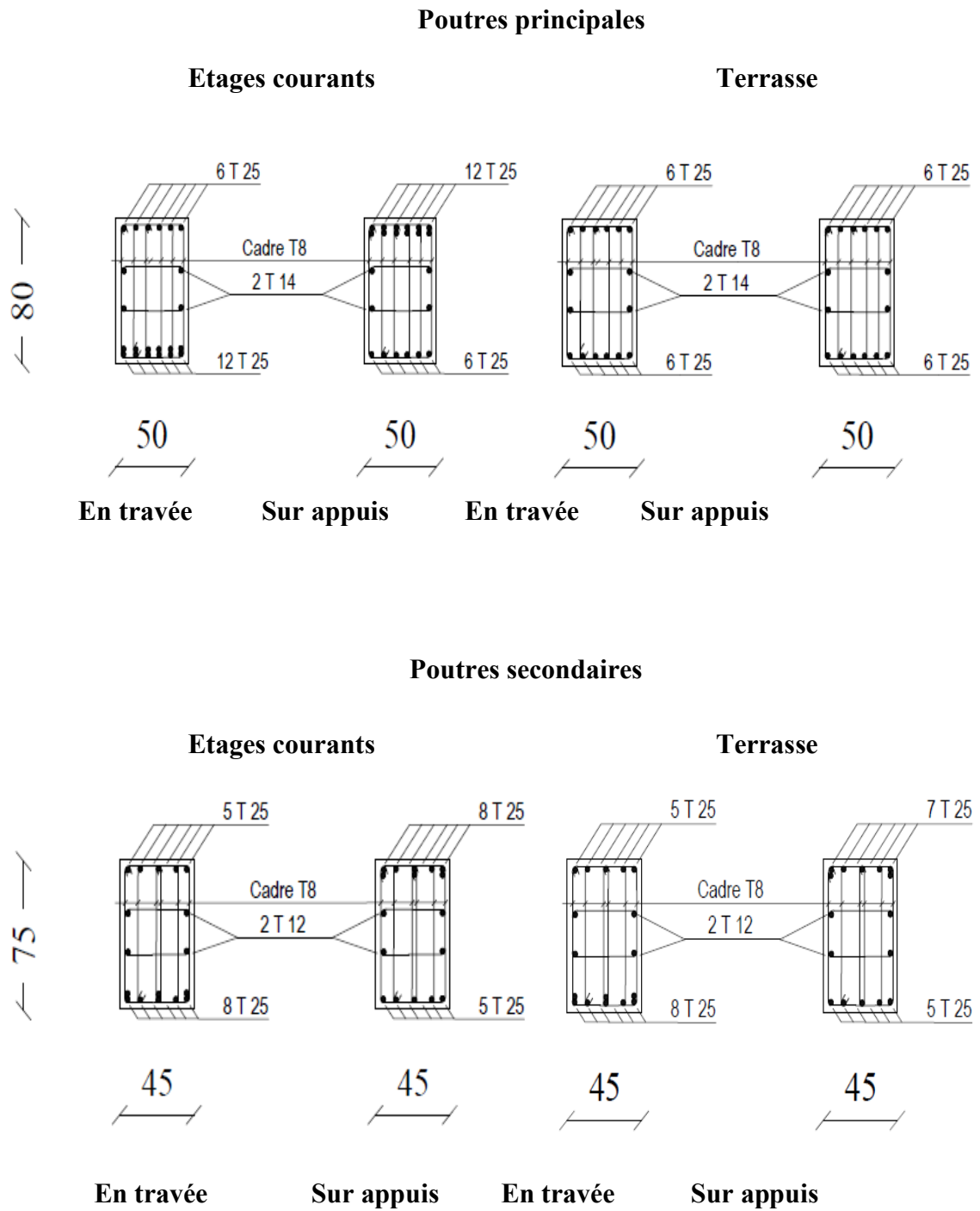


Figure V. 3 Ferrailage des poutre

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Le calcul des voiles peut se faire par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américaine), qui considère les éléments voile - poteau comme un élément ayant une section de forme (I, U ...) soumis à un effort normal (**P**) et un effort tranchant (**V**) et un moment fléchissant (**M**).

Selon le règlement il convient que :

- les armatures horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant (**V**).
- les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (**P** et **M**).

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposant la méthode réglementaire du code américaine l'ACI-318-02, toute en faisant référence aux recommandations des [1] ainsi que l'Eurocode8[3] .

V.4.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02)

a). Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

On doit vérifier que : $P_u \leq \Phi P_n$; avec :

P_u : Effort normal ultime de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, et du à la combinaison la plus défavorable.

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Φ : Facteur de réduction ($\Phi=0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile.

h_s : hauteur libre de chaque niveau

a : l'épaisseur du voile

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

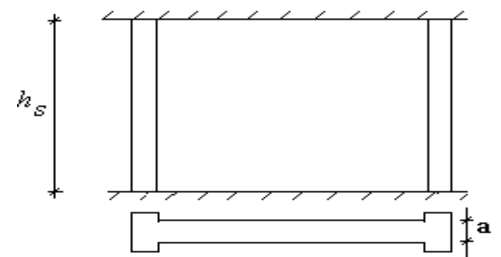


Figure V.4 Mur en flexion composée

k : coefficient de flambement.

Tableau V. 26 Critères de choix du coefficient de flambement.

Liaison du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeurs de k	
Mur encastré 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

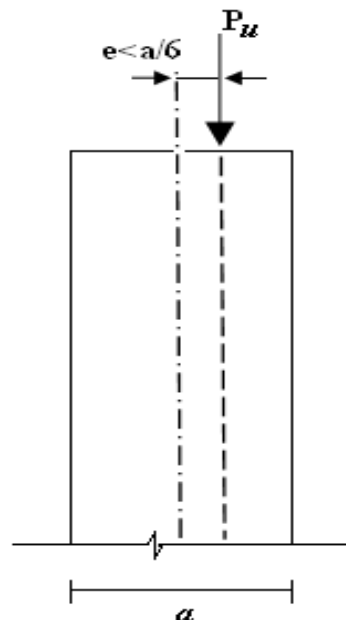


Figure V. 4 Etat d'un mur en compression [4]

Justification

Le but de cette vérification est de :

- Réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages.
- Eviter les incertitudes, particulièrement importante, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

b). justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal

➤ **Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée**

Tableau V. 27 Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (l_w/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (l_w/ 3 ; 3a ; 45\text{cm})$
Armatures minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$
Pourcentages minimales	$\rho_h \geq 0.0025$	$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

h_w : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.

la section d'armature horizontale parallèle 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.

c). Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

c).1 Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives

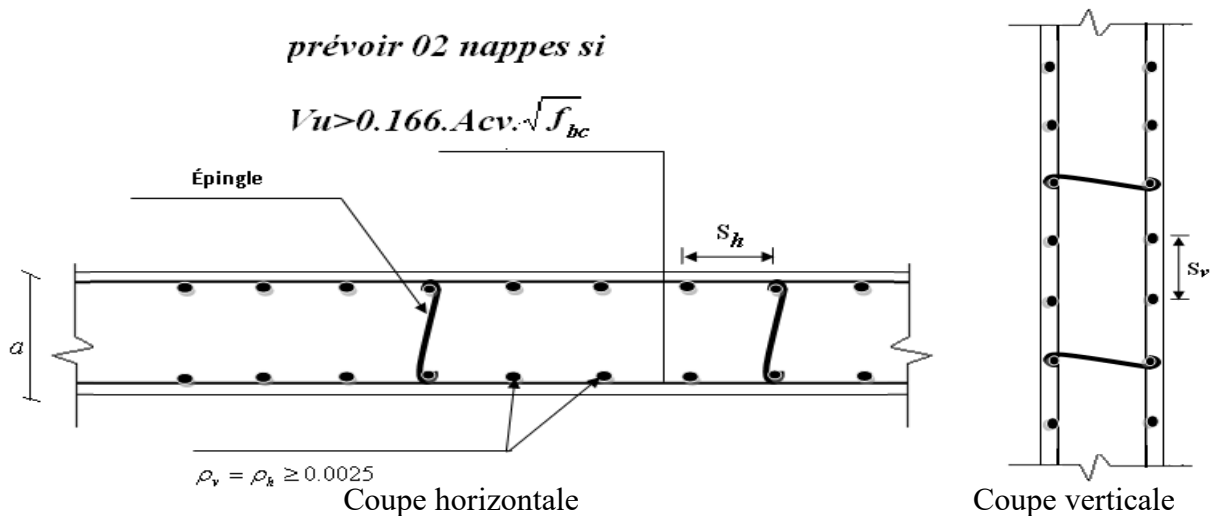


Figure V.5 Disposition des armatures de l'âme du voile [4]

Valeur de effort tranchant	Pourcentage armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25$ cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$ En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $\Phi = 0,75$ $V_u = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$ $a_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $a_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ $a < 25$ cm	Armature verticale : - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA Armatures horizontale : - $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 - $\rho_h \geq 0,0025$ autres barres HA Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \cdot 100 .$$

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique

V_n : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan

c).2 Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

Lorsque V_u est un effort tranchant ; le voile est stable vis-à-vis du cisaillement si on vérifie que : $\Phi \cdot V_n > V_u$ et $V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_e)$; avec :

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élançement du mur $a_c = 2$ pour $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$

f_e : Contrainte admissible de l'acier

d). Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

d).1 Disposition constructives pour la ductilité local des murs élancés

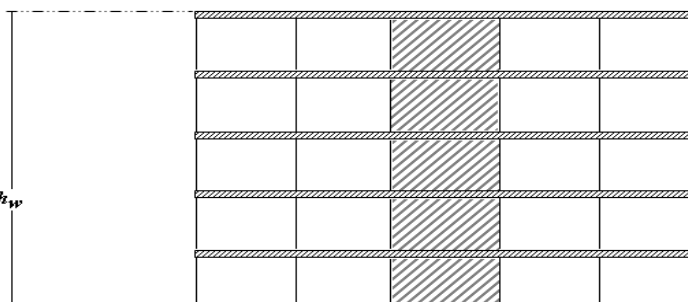
Les murs élancés sont ceux dont le rapport entre la hauteur et la longueur h_w/l_w est supérieur à 2 . La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques , ou appelée zone de la «rotule plastique» en pied de mur également appelée zone «critique» est

estimée par: $h_{cr} = \max.[l_w, (M_u / 4V_u)]$

Selon le [3] : $h_{cr} = \max.[l_w, (h_w / 6)]$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h & \text{pour } n \geq 7 \text{ niveaux}_s \end{cases}$$

h_s : Hauteur libre de chaque niveau et où la base est définie comme étant le niveau des fondation sou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.



Zone plastique (critique)

Figure V. 6 Hauteur de la Zone Critique [4].**d).2 Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance**

Les voiles doivent être de dimension dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\frac{P_u}{P_o} \leq 0.35$

Tel que :

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l \cdot w$$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admis

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s=0$ donc $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot A_{g_e}$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $A_s v \geq \rho_v \cdot l \cdot w \cdot a$

$$\text{(La condition du [1]) } v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} \text{).}$$

$$\text{(La condition du [3]) : } v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} \text{).}$$

d).3 Armatures de résistance à la flexion composée

Connaissant le moment fléchissant, et l'effort normal ultime à la base du voile, on calcule la section d'armatures nécessaire pour une section en **T** sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

d).4 Dimensionnement des éléments de rive ou de bord

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de « **BOUNDARY ELEMENT** » qui prescrit :

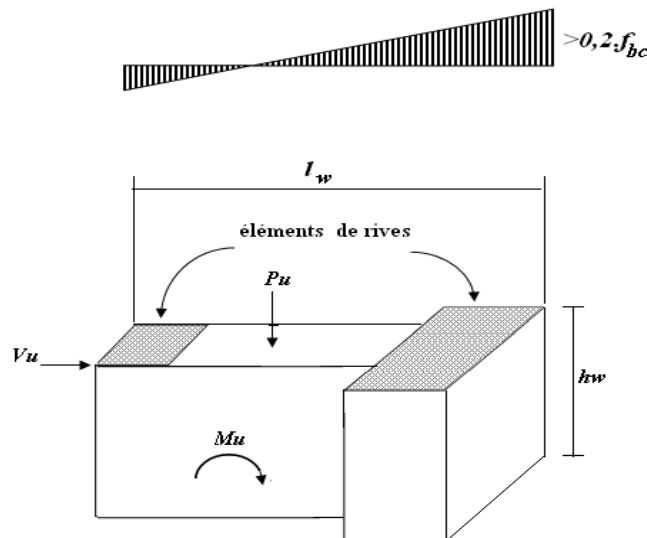


Figure V. 7 Etat de Contrainte dans un Mur [4].

Si : $\frac{P_u}{A_g} \geq 0,20 \cdot f_{bc}$

Dimensions des éléments de bords (**Boundary Zones**):

$L_{bz} = 0,25 \cdot l_w$ Pour $\frac{P_u}{P_0} = 0,35$

$L_{bz} = 0,15 \cdot l_w$ Pour $\frac{P_u}{P_0} = 0,15$

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_0}$ compris entre **0,15** et **0,35** il ya lieu d'interpoler linéairement.

Il n'ya pas de condition selon le code **ACI 318-02** pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive du mur, mais on peut se référer selon [3] (**Art. 5.4.3.2.2**) qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

- $T_{bz} \geq 200$ mm et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$, h_s étant la hauteur d'étage.

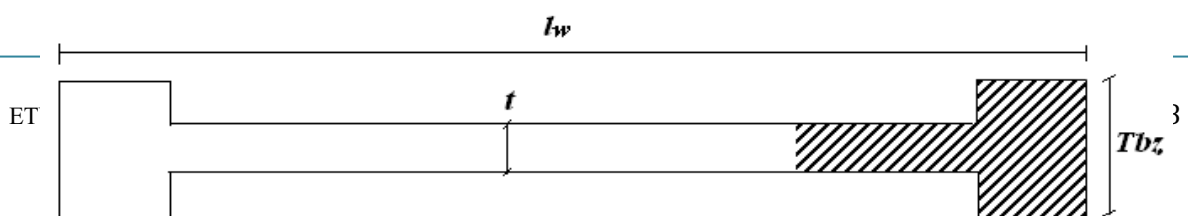


Figure V. 8 Longueur minimale des éléments de rive confinés [4]

Selon les [1] (art. 7.7.4.1 Fig.7.13) $L_{bz} = 0,10 \cdot l_w$

L'épaisseur minimale de l'âme : $t = 15$ cm.

De plus, selon les [1], l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

d).5 Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rive

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,5\%$.

$$\rho_v \geq 0.005 \text{ C'est à dire : } A_{sv} \geq 0.005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$$

La distance maximale entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

Sens xx : $h_x = 30$ cm

Sens yy : $h_y = \min (T_{bz}/4 ; 10 + [(35-h_x)/3])$ cm.

Selon le [1] le pourcentage min. est **0,20 %** avec un espacement max de **15 cm** entre **2** barres longitudinales.

Selon le [3] le pourcentage min. est **0,50 %** avec un espacement max de **20 cm** entre **2** barres longitudinales.

d).6 Armatures transversales dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} \quad \text{Avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

A_{sh}^t : Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec :

$$s_t = \min \begin{cases} 0,25 \cdot b & b : \text{largeur du poteau} \\ 6d_b & d_b : \text{diamètre min. des } A_{sv} \\ s_x \end{cases}$$

$$10\text{cm} \leq s_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15\text{cm}$$

h_x : étant l'espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

Selon le [3] les armatures de confinement doivent avoir un espacement vertical s qui respecte la condition suivante : $s = \min \{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}$ [s en mm]

Avec :

b_0 : est la dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement.

d_{bL} : est le diamètre minimal des barres longitudinales (ou verticales).

Le diamètre minimum des armatures de confinements est : $\phi_{st} \geq 0,35 \cdot d_{bl,max}$

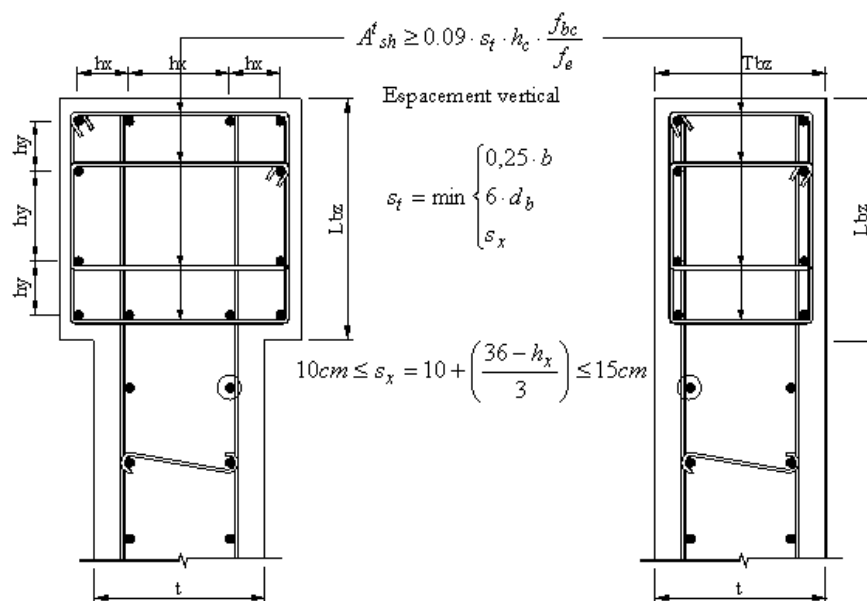


Figure V. 9 Détail de Confinement des Eléments de Bords sur toute la Hauteur Critique[4].

e). Exemple de calcul pour le Voile "VY1"

e).1 Vérification de la stabilité du voile au flambement

On vérifie que $P_u \leq \Phi P_n$

- $P_u = 5653,7 \text{ kN}$
- $A_g = (0,25 \times 4,20) = 1,05 \text{ m}^2$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

$$k = 0,80, \quad a = 20 \text{ cm}, \quad h_s = 5,44 - 0,8 = 4,64 \text{ m}$$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right] \cdot 10^{-3} = 8986,29 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0,70 \times 8986,29 = 6290,40 \text{ kN} > P_u = 5653,7 \text{ kN}$$

La stabilité au flambement est assurée.

e).2 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = 1364,89 \text{ kN}$$

1) Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant

$$A_{cv} = 0,25 \times 4,20 = 1,05 \text{ m}^2$$

$$0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$$

$$0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0,166 \times 1,05 \times 10^6 \times \sqrt{19,83}) \times 10^{-3} = 776,17 \text{ kN} < V_u = 1364,89 \text{ kN}$$

Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les 02 nappes sont écartées par des épingles.

Toute fois la valeur de l'effort tranchant V_u doit vérifier la condition de résistance :

$$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$$

$$0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0,664 \times 1,05 \times 10^6 \times \sqrt{19,83}) \times 10^{-3} = 3104,69 \text{ kN} > V_u = 1364,89 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

2) Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de l'âme du voile

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$$

Espacement max : $S_{\max} \leq \min(3a ; 45\text{cm})$

La section minimale d'armatures verticales et horizontales par ml :

$$A_{s,\min} = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit des aciers **HA12** sur les deux faces on a : $(2 \times 1,13 = 2,26\text{cm}^2)$

$$\frac{2,26}{6,25} \cdot 100 = 36,16 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

3) Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en **HA12** avec un espacement $s = 20 \text{ cm}$

On vérifie que : $\Phi V_n > V_u$ avec :

$$\Phi = 0,75 \text{ et } V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = 420 \times 25 = 16700 \text{ cm}^2$$

$\alpha_c = 2$ car $(h_w/l_w = 38,9/4,2 = 9,26 > 2)$

Pour une distance de 100 cm on a : $2 \times 5\text{HA12} = 11,3 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{11,3}{100 \times 25} = 0,0045$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 10500 \times 10^2 \times (2 \times 0,083 \times \sqrt{19,83} + 0,0045 \times 500) \times 10^{-3} = 2354,005 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 2354,005 \text{ kN} > V_u = 1364,89 \text{ kN} \longrightarrow \text{Vérfié}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par **02** nappes en **HA12** verticales et horizontales espacement $s=20 \text{ cm}$ (treillis en **HA12** mailles $20 \times 20 \text{ cm}^2$), réparties sur chaque face de l'âme du voile reliées par des épingles.

e).3 Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

$$M_u = 7203,497 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 5653,7 \text{ KN}$$

1) Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

$$\text{Il faut que : } \frac{P_u}{P_0} \leq 0,35$$

$$P_0 = 0,85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e \quad A_g = 4,20 \times 0,25 = 1,05 \text{ m}^2$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer A_s , soit $\rho=0.0025$

$$A_s = 0,0025 \times 1,05 \times 10^4 = 26,25 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = \left[0,85 \times 19,83 \times (1,05 \times 10^6 - 2625) + (2625 \times 500) \right] \times 10^{-3} = 18966,53 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{5653,7}{18966,53} = 0,29 < 0,35 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Selon [1]} : \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{5653,7 \times 10^3}{1,05 \times 10^6 \times 35} = 0,15 < 0,30 \quad \text{OK.}$$

$$\text{Selon le [3]} : \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{5653,7 \times 10^3}{1,05 \times 10^6 \times 19,83} = 0,27 < 0,40 \quad \text{OK.}$$

2) Armatures de résistance à la flexion composée

$$M_u = 7203,497 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 5653,7 \text{ kN.}$$

On calcul la section d'armature nécessaire pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisit seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

La section d'Acier correspondante est $A_s = 91,34 \text{ cm}^2$ Soit :

$A_s = 32T20 = 100,54 \text{ cm}^2$ répartie symétriquement dans chaque éléments de bords.

3) Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{5653,7 \times 10^3}{1,05 \times 10^6} = 5,3 \text{ MPa} > 0,20 f_{bc} = 0,2 \times 19,83 = 3,96 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \frac{P_u}{P_0} = 0,29$$

$$\text{Par interpolation on a :} \quad L_{bz} = 0,21 \cdot l_w = 0,21 \times 4,2 = 0,882 \text{ m}$$

On prend $L_{bz} = 0,9 \text{ m}$

$$T_{bz} \geq 0,20 \text{ m} \quad \text{et} \quad T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{4,64}{15} = 0,31 \text{ m}$$

On prend $T_{bz} = 0,35 \text{ m}$.

4) Armatures transversales dans la zone de confinement

$$A'_{sh} \geq 0,09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e}$$

$$h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage}) = 35 - 2 \times 3 = 29 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec :

$$s_t = \min \begin{cases} 0,25 \cdot b = 0,25 \times 35 = 8,75 \text{ cm} \\ 6d_b = 6 \times 2,5 = 15 \text{ cm} \\ s_x \quad \text{avec } 10 \text{ cm} \leq s_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $s_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_{cr} .

$$A'_{sh} \geq 0,09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} = 0,09 \times 10 \times 29 \times \frac{19,83}{500} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

Pour **2HA10A_{st}** = 1,57 cm²

On utilise des cadres et des épingles en **HA10** autour des armatures verticales de la zone critique L_{bz} .

5) Hauteur de la zone critique

$$l_w = 4,20 \text{ m} \quad ; \quad h_w = 38,9 \text{ m} \quad ; \quad M_u = 7203,497 \text{ kN.m} \quad ; \quad V_u = 1364,89 \text{ kN}$$

$$h_{cr} = \max. [l_w, (M_u / 4V_u)] = \max. [4,20 \text{ m}, (7203,49 / (4 \times 1364,89) = 1,32 \text{ m})]$$

Selon le [3] :

$$h_{cr} = \max. [l_w, (h_w / 6)] = \max [4,20 \text{ m}, 38,9 / 6 = 6,4 \text{ m}] = 6,4 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \times 4,20 = 8,4 \text{ m} \\ h_s = 4,64 = 4,64 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 8,4 \text{ m}$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au deuxième étages.

6) Ferrailage du voile

Les armatures choisit seront présentes sur toute la hauteur critique prolongée

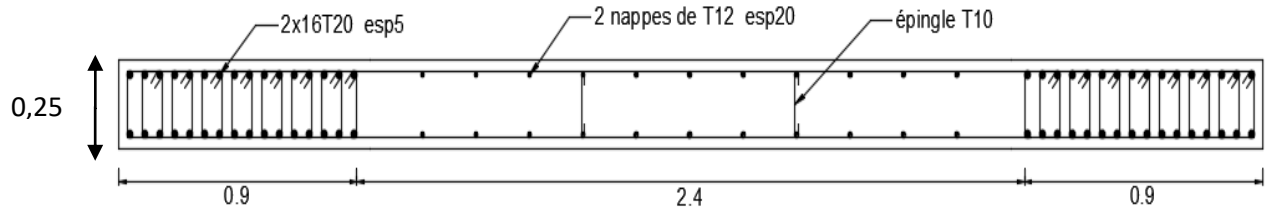


Figure V. 10 Coupe Transversale à la base du Voiles VY1.

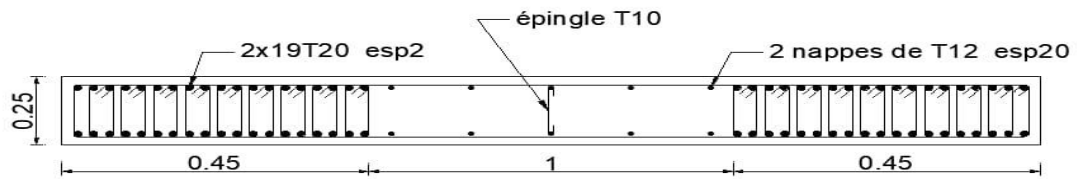


Figure V. 12 Coupe Transversale à la base du Voiles PVG1.

7) Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment avec la méthode américaine

A. Voile de contreventement

Tableau V. 29 Ferrailage des voiles de contreventement

Voile	<i>G+G±E</i>			<i>Ame du voile</i>				<i>Eléments de rive</i>					
	$P_U(KN)$	$M_U(KNm)$	$V_U(KN)$	$A_{s_v}(cm^2)$	$S_r^h(cm)$	$A_{s_h}(cm^2)$	$S_r^v(cm)$	A_s	$L_{BZ}(cm)$	$T_{BZ}(cm)$	$A_s^t(cm^2)$	$S_v(cm)$	$h_{cr}(cm)$
VY1	5653,7	7203,497	1364,89	T12	20	T12	20	32T20	90	35	2T10	10	8,4
VX1	11119,9	7265,046	1747,59	T12	20	T12	20	16T16+ 14T20	110	35	2T10	10	8,12
VX2	13365,23	58766,52	2831,44	T12	20	T12	20	36T20+40T25	175	35	2T10	10	15,5
VY3C	3893,79	7763,148	2688,87	T12	20	T12	20	28T20	80	35	2T10	10	7,7
VXX3	11554,91	6949,852	1745,03	T12	20	T12	20	40T20+6T25	90	35	2T10	10	7,92
VY2	15066,57	15298,31	2770,6	T12	20	T12	20	20T16+14T25	150	35	2T10	10	14,6
VXX2	23056,65	35965,13	6518,88	T12	20	T12	20	36T20+40T25	230	35	2T10	10	19,44
VPIX	9107,367	6399,03	1257,09	T12	20	T12	20	36T20	165	35	2T10	10	14
VPIY	6015,71	2282,011	2191,13	T12	20	T12	20	14T25	190	35	2T10	10	18
VAY	8422,97	13575,44	2964,15	T12	20	T12	20	T20+14T25	135	35	2T10	10	11,5

VAX	8250,48	10010,98	4062,54	T12	20	T12	20	36T20	115	35	2T10	10	16
------------	---------	----------	---------	-----	----	-----	----	-------	-----	----	------	----	----

B. Voiles porteurs**Tableau V. 30** Ferrailage des voiles porteurs

Voile	<i>G+G±E</i>			<i>Ame du voile</i>				<i>Eléments de rive</i>					
	$P_u(KN)$	$M_u(KNm)$	$V_u(KN)$	$A_{s_v}(cm^2)$	$S_i^h(cm)$	$A_{s_h}(cm^2)$	$S_i^v(cm)$	$A_s(cm^2)$	$L_{BZ}(cm)$	$T_{BZ}(cm)$	$A_s^t(cm^2)$	$S_v(cm)$	$h_{cr}(cm)$
PVG1	8359,55	3276,147	287,48	T12	20	T12	20	38T20	45	35	2T10	10	4,64
PVG2	7014,07	1893,150	490,24	T10	25	T10	25	18T16+18T20	40	35	2T10	10	4,64
PVG3	5523,86	1609,125	392,30	T10	25	T10	25	18T16+14T20	40	35	2T10	10	4,64
PVP1	6776,78	1368,428	369,39	T12	20	T12	20	18T16+14T20	35	35	2T10	10	4,64
PVP2	3681,91	1043,026	326,14	T10	25	T10	25	18T20	25	35	2T10	10	4,64
PVP3	5386,01	692,546	189,91	T10	25	T10	25	16T16+12T20	20	35	2T10	10	4,64
PVLX	528,77	150,239	53,43	T10	25	T10	25	7T14	6,5	35	2T10	10	4,64
PVLY	775,86	260,345	123	T10	25	T10	25	14T14	10	35	2T10	10	4,64
PVTX	792,79	37,471	12,60	T10	25	T10	25	9T12	15	35	2T10	10	4,64
PVTY	706,07	23,39	8,25	T10	25	T20	25	8T12	15	35	2T10	10	4,64

VI. Etude des fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Le rôle assuré par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- 1) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- 2) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4. Calcul des fondations

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 – l'ancrage et les différentes donnée 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 provenant 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.4.1. Semelles isolées

Remarque

Notre projet contient des voiles (la largeur supérieure à 4×épaisseur), alors systématiquement il faut prévoir des semelles filantes.

Par conséquence en va généraliser ce type de fondation sur toute la surface du bâtiment.

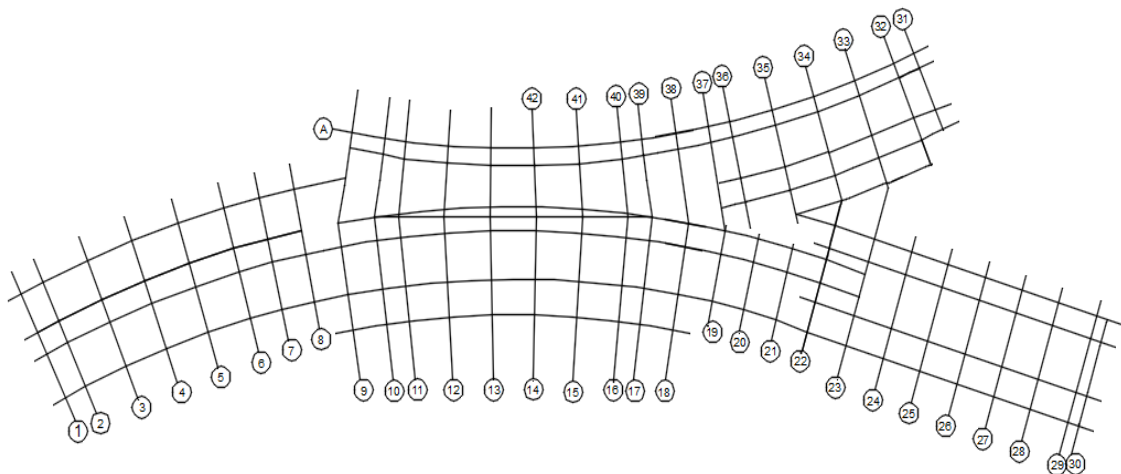


Figure VI. 1 Disposition des axes

VI.4.2. Semelles filantes

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.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau VI. 1 Sections des semelles filantes

Files	N (kN)	L(m)	S (m ²)	B (m)	B choisie (m)
1	5200,09	18,40	26	1,41	1,5
2	4866,23	18,40	24,33	1,32	1,5
3	6060,18	18,40	24,33	1,32	1,5
4	6028,35	18,40	30,14	1,63	2
5	6029,55	18,40	30,14	1,63	2
6	5173,05	18,40	25,86	1,40	1,5
7	4309,4	18,40	21,54	1,17	1,5
8	5199,44	18,40	25,99	1,41	1,5
9	5393,09	17,30	26,96	1,55	2
10	3972,29	17,30	19,86	1,14	1,5
11	10532,25	16,70	52,66	3,15	3,5
12	9054,97	16	45,27	2,82	3
13	8867,83	15,70	44,33	7,77	8
14	8791,52	15,60	43,95	2,81	3
15	8911,56	16	44,45	2,78	3
16	7944,76	16,70	39,72	2,37	3
17	5512,58	17,30	27,56	1,59	2
18	5464,07	17,20	27,32	1,58	2
19	3767,34	11,60	18,83	1,62	2
20	3926,68	11,60	19,63	1,69	2
21	3608,66	11,60	18,04	1,55	2
22	2192,65	17,80	10,96	0,61	1
23	4904,38	17,80	24,52	1,37	2
24	2947,17	17,80	14,73	0,82	1
25	2824,36	17,80	14,12	0,79	1

26	2850,47	17,80	14,25	0,8	1
27	3466,83	17,80	17,33	0,97	1
28	3114,72	18	15,57	0,86	1
29	2335,1	18	11,67	0,64	1
30	2678,41	18	13,39	0,74	1
31	4695,64	17,10	23,47	1,37	2
32	4104,3	10,60	20,52	1,93	2
33	3110,33	10,70	15,55	1,45	1,5
34	4333,34	10,70	21,66	2,02	2,5
35	4625,36	10,70	23,12	2,16	2,5
36	4689,32	10,70	23,44	2,19	2,5
37	3664,74	10,70	18,32	1,71	2
38	11818,25	10,70	59,09	5,52	6
39	6728,55	8,30	33,64	4,05	4,5
40	5384,83	8,30	26,92	3,24	3,5
41	2675,27	8,40	13,37	1,59	2
42	7237,72	2,20	36,18	2,96	3
A	7399,34	43,50	36,99	0,85	1
Somme	/	/	1131,79	/	/

Exemple de calcul (la file 15) : $\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$

$N_{tot} = 8911,56 \text{ KN}$

$$S_{semelle} = \frac{8911,56}{200} = 44,55 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{S}{L} \Rightarrow B \geq \frac{44,55}{16} = 2,78 \text{ m}$$

$B_{calculer} (\text{file15}) = 2.78 \text{ m}$; $B_{choisie} (\text{file15}) = 3 \text{ m}$

$L = 16 \text{ m}$

Il faut vérifier que : $L = 2 > 2,5 \times B$

On a $(1+1) \times \frac{2,5}{2} = 2,5 \text{ m} > L = 2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

$S_{semelles} = 1131,79 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 4583,24 \text{ m}^2$ (calculer par AUTOCAD)

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1131,79}{4583,24} = 24,6 \% < 50\%$$

Conclusion

D'après ces résultats, on constate qu'il y a aussi chevauchement des semelles, donc il est recommandé d'opter pour **un radier général**.

VI.4.3. Radier général

a). 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 (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

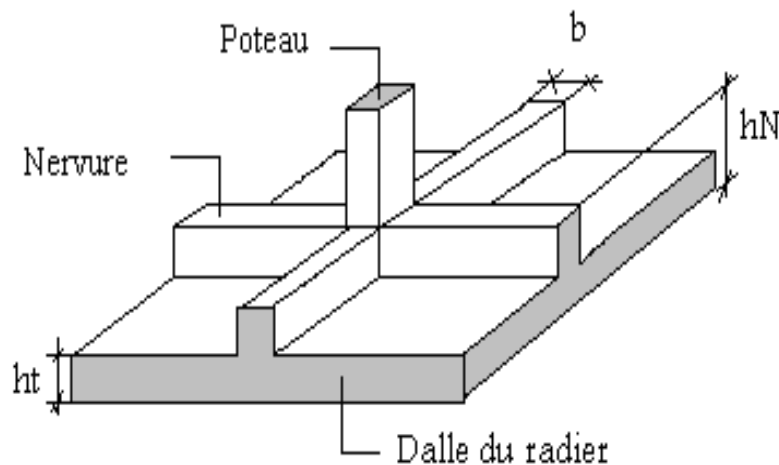


Figure VI. 2 Schéma d'un radier

b). Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 657770,54kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 3288,58m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 4583,24m^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (**4583,24m²**). Avec un débord de **1m** de chaque côté, la surface totale du radier devient **5073,32m²**.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

c). Pré dimensionnement de radier

c).1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

1) Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}; \text{ avec:}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 10,20m \Rightarrow 40,8cm \leq h_1 \leq 51cm \rightarrow h_1 = 50cm$$

2) Condition de cisaillement[1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N = N(\text{calculer par le ETABS}).$

$$N = 657770,54 \text{ kN.}$$

$L = 10,20m$; $b = 8,35m$: Largeur de la semelle.

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h_3)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 2,64cm$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 2,51cm.$$

Conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2)$$

On prend : $h = 50cm$.

c).2.Nervure

1) Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{1020}{10} = 102\text{cm}$$

On opte pour $b=105\text{cm}$

2) La hauteur des nervures

- Condition de la raideur (radier rigide)

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b : Largeur de radier ($b=835\text{cm}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg / cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg / cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ [kg / cm}^3\text{]} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg / cm}^3\text{]} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg / cm}^3\text{]} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend $K = 4 \text{ [kg / cm}^3\text{]}$

$$L_{\max} = 10,20\text{m (entre axe)}$$

D'après que on a essayé plusieurs hauteur.

Tableau VI. 2 Choix de hauteur des nervures

H nervure	3,5	3,6	3,7	3,8
I(m ⁴)	5,47	5,59	5,7	5,82
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	6,27	6,38	6,5	6,61
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	9,69	9,87	10,06	10,24

On a : $h_1 = 380\text{cm}$.

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}; \text{ On a : } L_{\max} = 10,20 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 68\text{cm} < h_2 < 102\text{cm}$$

On prend: $h_2 = 105\text{cm}$

- Condition de la flèche 2 (radier souple)

pour trouver la charge appliquée sur la nervure on a :

- $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bar}$: la contrainte du sol appliquée sur la nervure
- $l = 3.5 \text{ m}$ (largeur portée par la nervure)
- $E = 12102,94\text{MPa}$
- $L = 9,10 \text{ m}$ (la portée de la nervure)

$$f_{\max} \leq f^{\text{adm}} \text{ avec } f^{\text{adm}} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Car } L = 9,10\text{m} < 5\text{m}$$

$$f_{\max} = \frac{q_s L^4}{8EI}$$

f_{\max} : la flèche de la charge uniformément répartie q_s .

$$q_s (\text{kN/m}^2) = 200 \times 10,2 = 2040 (\text{kN/m})$$

q_s : la charge appliquée sur la nervure

Tableau VI. 3 Choix de hauteur des nervures à partir de la flèche

h(cm)	180	185	190	195
b(cm)	105	105	105	105
I(cm⁴)	51030000	55401718,8	60016250	64880156,3
f^{max}(cm)	1,69	1,55	1,43	1,33
f^{adm}(cm)	1.41	1.41	1.41	1,41
condition	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée

On a : $h_3 = 195\text{cm}$.

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 50 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 195.\text{cm} \\ b = 105\text{cm} \end{cases}$

d). Caractéristiques Géométrique du Radier

d).1. Position du centre de gravité

$$x_G = 95,52\text{m} ; y_G = 22,34\text{m}$$

d).2. Moments d'inertie

$$I_{xx} = 2793369,16 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = 54090318,49 \text{ m}^4$$

e). Vérifications Nécessaires

e).1. Vérification de la Stabilité du Radier

1) La 1^{ère} méthode

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.50 : $\left[\frac{M_s}{M_R} > 1.50 \right]$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 \cdot h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de sous-sol .

Sens x-x

$$M_0 = 289955(\text{kN.m}) ; h = 7,72 \text{ m} ; V_0 = 53687,33 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 704421,18(\text{kN.m})$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G_1} + N_{G_2}$$

- N_{G_1} : Poids propre de la structure.

- N_{G_2} : Poids propre du radier.

On a:

$$N_{G_1} = 434240,17 \text{ kN}$$

$$N_{G_2} = 125241,5 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_G = 559481,67 \text{ kN}$$

$$M_s = N_G \cdot x_G = 53441689,12(\text{kN.m})$$

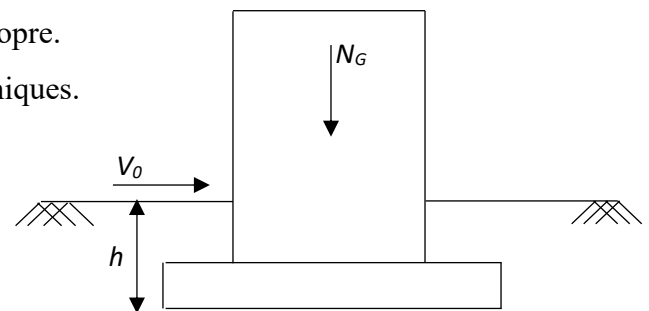


Figure VI. 3 Schéma statique du bâtiment.

$$\frac{M_S}{M_R} = 75,86 > 1.50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 402386,53 \text{ (kN.m)}; h = 7,72m ; V_0 = 43740,75kN$$

$$\text{Donc: } M_R = 740065,12 \text{ (kN.m)}$$

$$M_S = N_G \cdot y_G = 12498820,5 \text{ (kN.m)}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 16,88 > 1.50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

1) La 2^{ème} méthode

Selon [1], quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETAPS

Suivant le sens x-x

$$B_x = 197,90 \text{ m} \Leftrightarrow \frac{B_x}{4} = 49,47 \text{ m}$$

Suivant le sens y-y

$$B_y = 57,60 \text{ m} \Leftrightarrow \frac{B_y}{4} = 14,4 \text{ m}$$

Sens x-x

$$M_R = 704421,18 \text{ (kN.m)} ; N_{ser} = 716986,41 \text{ (kN)} ; B = 197,90 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_R}{N_R} = \frac{704421,18}{716986,41} = 0,98 \leq \frac{B}{4} = 49,47 \text{ m}$$

Sens y-y

$$M_R = 740065,12 \text{ (kN.m)} ; N_{ser} = 716986,41 \text{ (kN)} ; B = 57,60 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_R}{N_R} = \frac{740065,12}{716986,41} = 1,032 \leq \frac{B}{4} = 14,4 \text{ m}$$

Conclusion

Les deux conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

e).2.Calcul et vérification des contraintes

Les contraintes du sol sont données par:

1) Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{657769,89}{5073,32} = 129,65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ser} = 129,65 < 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2) Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2).

Avec :

$$\sigma_{\frac{1}{2}} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_r}{I} V_x$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_r}{I} V_y$$

V_x : La fibre la plus éloignée par rapport du centre de gravité selon le sens x-x.

V_y : La fibre la plus éloignée par rapport du centre de gravité selon le sens y-y.

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.50 \times \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$

ELU

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré} = 924097,12 \text{ kN}$

M_r : 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	218,58	170,40	206,53
Sens y-y	194,79	194,18	194,64
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

ELS

$$N_{ser} = 96615.82 \text{ kN}$$

M_r est le moment de renversement.

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	134,36	86,19	122,32
Sens y-y	110,58	109,97	110,43
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

e).3.Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 206,53(kN/m^2)$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 122,32(kN/m^2)$$

f). Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

f).1. Ferrailage de la dalle du radier

1) Détermination des efforts

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.00 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x \cdot q L_x^2 \dots \dots \dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots \dots \dots \text{Sens de la grande portée.}$$

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.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

- Panneau de rive

$$\text{Moments en travées } M_{t_x} = 0.85 \times M_x ; M_{t_y} = 0.85 \times M_y$$

$$\text{Moments sur appuis } M_{a_x} = 0.30 \times M_x ; M_{a_y} = 0.30 \times M_x$$

- Panneau intermédiaire

$$\text{Moments en travées } M_{t_x} = 0.75 \times M_x ; M_{t_y} = 0.75 \times M_y$$

$$\text{Moments sur appuis } M_{a_x} = 0.50 \times M_x ; M_{a_y} = 0.50 \times M_x$$

Valeur de la pression sous radier

- ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1 = 206,53(kN/m)$
- ELS : $q_s = \sigma_m^s \cdot 1 = 122,32(kN/m)$

- Calcul des moments en travée et sur appuis (Panneau intermédiaire)

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$L_y = 10,20 - 1,05 = 9,15 ; L_x = 8,30 - 1,05 = 7,25 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7,25}{9,15} = 0.79$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)

Le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.79 < 1.00 \Rightarrow$ 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

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
7,25	9,15	0.79	0.0573	0.5786	206,53	622,03	466,52	359,90	269,92	311,01

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

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
7,25	9,15	0.79	0.0639	0,6978	122,32	410,84	308,13	286,68	215,01	205,42

2) Calcul de ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}; f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa}; \sigma_s = 434.78 \text{ MPa};$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 0.9h = 45 \text{ cm}.$$

Tableau VI. 8 Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	x-x	466,52	0.11	0.15	42,21	25,41	4,8	5T20+5T16	25,75	15
	y-y	269,92	0.067	0.087	43,43	14,29	4	5T20+5T16	25,75	15
Sur appuis	x-x	311,01	0.077	0.1	43,18	16,56	4,8	5T20+5T16	25,75	15
	y-y	311,01	0.077	0.1	43,18	16,56	4	5T20+5T16	25,75	15

Section minimale

$$\text{Sens y-y : } 0,08 \% b \times h = 4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \min} = 1,2.(A_{\min} \text{ suivant y-y}) = 4,8 \text{ cm}^2.$$

- Espacement

$$e_p \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Sens y-y

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

3) Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s^{min} = 5,58 \text{ cm}^2 < 25,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 9 Vérification des contraintes de la dalle du radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	382,92	25,75	12,21	21	321,29	250	Non vérifiée
	y-y	267,20	25,75	8,52	21	224,19	250	vérifiée
Sur appui	x-x	255,28	25,75	8,14	21	214,19	250	vérifiée
	y-y	255,28	25,75	8,14	21	214,19	250	vérifiée

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI. 10 Ferrailage radier (correction)

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
En travée	x-x	10T20	31,40	15
	y-y	5T20+5T16	25,75	15
Sur appui	x-x	5T20+5T16	25,75	15
	y-y	5T20+5T16	25,75	15

Tableau VI. 11 Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
--	------	---------------------	-----------------------------	------------------------	------------------------------	---------------------	---------------------------	--------------

En travée	x-x	382,92	25,12	11,36	21	100	250	vérifiée
	y-y	267,20	25,75	8,52	21	224,19	250	vérifiée
Sur appui	x-x	255,28	25,75	8,14	21	214,19	250	vérifiée
	y-y	255,28	25,75	8,14	21	214,19	250	vérifiée

Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre **T14** généralement, appelées **CHAISES** donc on prévoit : **4 chaises de T14 / m²**.

f).2. Ferrailage des nervures

1) Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,75M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

2) Calcul des armatures

b=105 cm ; h=195 cm ; d=175,5 cm

- **Sens porteur :** L= 10,2 m ; $q_u = 206,53$ (kN/m)

Tableau VI. 12 Ferrailage des nervures (sens porteur)

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	2685,92	2014,44	0,031	0.039	172,69	26,82	22,88	18T16	36,17
Appuis		1342,96	0.020	0.026	173,64	17,78	22,88	12T16	24.12

- **Sens non porteur** L=8,30 m ; $q_u = 206,53$ (kN/m)

Tableau VI. 13 Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1778,48	1333,86	0.02	0.026	173,65	17,65	22,88	12T16	24,12
Appuis		889,24	0.013	0.017	174,27	11,73	22,88	10T16	20,10

3) Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s^{min} = 22,88cm^2 < 36,17cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_s = 122,32(kN/m)$$

Tableau VI. 14 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

Sens	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur L= 10,20m	En travée	1193,07	36.17	20.10	4.31	21	245.9	250	Vérifiée
	Sur appuis	795,38	24.12	20.10	3.49	21	248.8	250	Vérifiée
Non Porteur L= 8,30m	En travée	789,99	24.12	20.10	3.47	21	247.1	250	vérifiée
	Sur appuis	526,66	24.12	20.10	2.51	21	196.7	250	vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4MPa) = 3 MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{206,53 \times 10,2}{2} = 1053,30 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1053,30 \times 10^3}{1050 \times 1755} = 0.571 \text{ Mpa} \Rightarrow 0.567 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

- Armatures transversales

$$\bullet \text{ Selon le [2]} \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

• Selon le [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

ϕ_l :Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t :Diamètre minimum des armatures transversales.

$f_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.567 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.70 \text{ MPa} ; b_0 = 105 \text{ cm} ; d = 175.5 \text{ cm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 15 Calcul des Armatures Transversales

T _u (kN)	τ _u (MPa)	[2] S _t (cm)	Ø _l (mm)	[1]		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
				S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
1053,30	0,57	40	16	19.2	97.5	15	30	9.45	10T12=11.30cm ²

• **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \text{Min}\{\tau_u; 0.40 \text{ MPa}\}$$

- Zone courante $1.793 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifié.
- Zone nodale $3.58 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifié.

• **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 le ronds lisses.

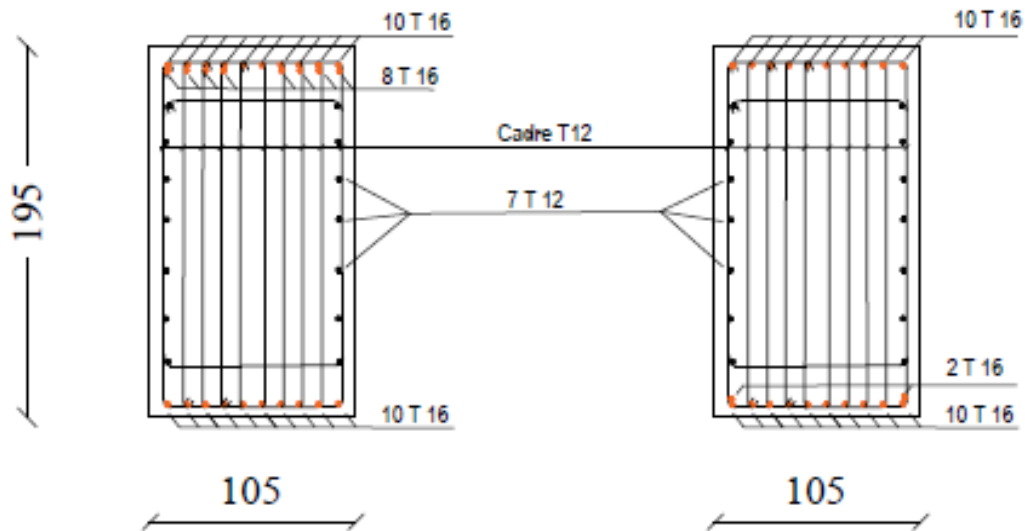
Pour les bâtiments cas général on a **3 cm²/m** pour les armatures de peau

$A_p = (3 \text{ cm}^2 / \text{m}) \times 1.95 = 5.85 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Par paroi on prend **7T12 = 7.91cm²**

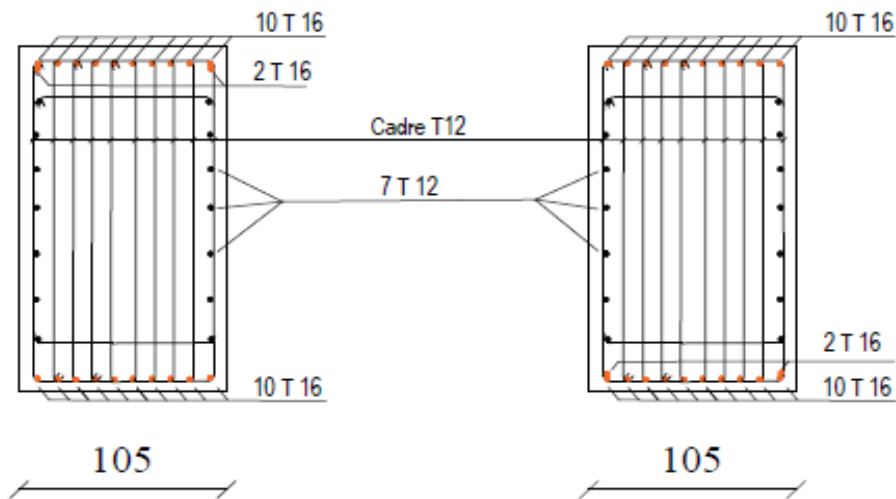
Schémas de ferrailage des nervures

Sens porteur



En travée Sur appuis

Sens non porteur



En travée Sur appuis

Figure VI. 4 Schémas de ferrailage des nervures

VI.5. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1\text{ m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

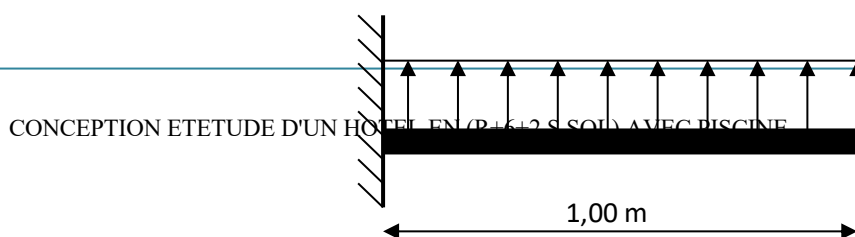


Figure VI. 5 Schéma statique des débords

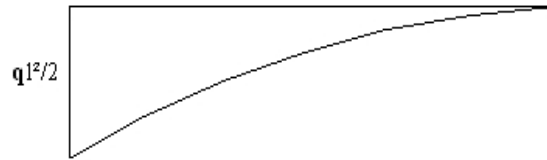


Figure VI. 6 Diagramme des Moments

VI.5.1. Calcul de ferrailage

$q_u = 206,53(kN/m)$; $b = 100cm$; $f_{c28} = 35 MPa$; $\sigma_{bc} = 19,83 MPa$; $f_e = 500 MPa$; $\sigma_s = 434,78 MPa$; $h = 50 cm \Rightarrow d = 45cm$.

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{206,53 \times 1}{2} = 103,26 (kN.m)$$

Tableau VI. 16 Ferrailage du débord

M_u ($kN.m$)	μ	α	z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)
103,26	0,025	0,032	44,41	5,34	5,58

VI.5.2. Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,58cm^2 > 5,34cm^2 \dots\dots\dots non vérifié$$

On adopte $A_s = A_s^{min} = 5,58cm^2$

Choix : 6T14, avec : $A_s = 9,23 cm^2$, esp=20cm

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,307cm^2 \leq A_r \leq 4,61cm^2$$

On prend 4T10 = 3,14 cm²

VI.5.3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_s = 122,32(kN/m)$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 61kNm$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

Tableau VI. 17 Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

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)	Vérification
61	9,23	11,58	1202236,65	3,43	21	146,86	250	OK

VI.5.4. Vérification de la flèche

$$f_{max} \leq f^{adm} \text{ avec } f^{adm} = \frac{L}{250} \quad \text{Car } L = 1 \text{ m} < 2 \text{ m}$$

$$f^{adm} = \frac{1000}{250} = 4 \text{ mm}$$

f_1 : la flèche de la charge uniformément répartie q_s .

$$f_1 = \frac{q_s L^4}{8EI} = \frac{122,32 \times 1000^4}{8 \times 12102,94 \times 1041666,66 \times 10^4} = 0,12 \text{ mm}$$

$$q_s = 122,32 \text{ (kN/m)}$$

$$E = 3700^3 \sqrt{35} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 1041666,66 \text{ cm}^4 \text{ avec } b = 100 \text{ cm et } h = 50 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,12 \text{ mm} \leq f^{adm} = 4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.6. Voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 (théoriquement) avec les planchers du **RDC** et les fondations.

VI.6.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [2], 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 $e \geq 20 \text{ cm}$
- 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 **50Ø** avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : **B = 25 cm** (Section du voile).

VI.6.3. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de **1 m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 4,40m ; L_y = 7,80m = 25cm$$

La résultante P_G des poussées unitaires, sur la hauteur « **L** » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité $P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$

Dans notre cas :

<ul style="list-style-type: none"> · $\beta=0$. · $\lambda=0$. · $\varphi=25^\circ$. · $\delta=2\varphi/3$. · $\gamma=19\text{kN/m}^3$. · $L=4,40\text{m}$. 	}	$K_a \gamma = 0,405$
---	---	--

On obtient :

$$P = 74,48\text{KN / ml} ; P_u = 100,55 \text{ KN / ml}$$

Effort dans la Dalle

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires. $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{7,80} = 0.56$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$)

Le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.56 < 1.00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI. 18 Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
4,40	7,80	0.56	0.088	0.25	100,55	171,30	145,6	42,82	36,39	51,39

Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI. 19 Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
4,4	7,80	0.72	0.0923	0.425	74,48	133,09	113,12	56,56	48,07	39,92

VI.6.4. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}; f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa}; \sigma_s = 434.78 \text{ MPa};$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}; d = 0.9h = 22,5 \text{ cm}.$$

Tableau VI. 20 Ferrailage voile périphérique

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	x-x	145,6	0.145	0,196	20,73	16,15	2,79	9T16	18,,09	20
	y-y	36,39	0,036	0,045	22,09	3,78	2,79	6T12	6,78	20
Sur appuis	x-x	51,39	0,051	0,065	21,91	5,39	2,79	6T12	6,78	20
	y-y	51,39	0,051	0,065	21,91	5,39	2,79	6T12	6,78	20

VI.6.5. Vérification à l'ELU**Condition de non fragilité**

$$h = 25 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰}; \text{ pour l'acier Tor.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.56; \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2.44 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

1.1. Travée

Sens x-x : $A_x = 18,09 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 1.2 \times A_y = 2,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = A_y = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

1.2. Appuis

Sens x-x : $A_x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 1.2 \times A_y = 2,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = A_y = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.75 \text{ MPA}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{100,55 \times 4,4 \times 7,8}{2 \times 4,4 + 7,8} = 207,88 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 147,47 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max\{T_x; T_y\} = 207,88 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{207,88 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.92 \text{ kN} \Rightarrow \mathbf{0.92 \text{ Mpa}} < 1.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

VI.6.6. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPA}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VI. 21 Vérification des Contraintes à l'ELS

Position	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	113,12	18,09	6,78	11,93	21	315,75	250	Non vérifiée
	y-y	48,07	6,78	6,78	7,21	21	344,41	250	Non vérifiée
Sur appui	x-x	39,92	6,78	6,78	5,99	21	286,01	250	Non vérifiée
	y-y	39,92	6,78	6,78	5,99	21	286,01	250	Non vérifiée

- Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI. 22 Redimensionnement des Armatures

Position	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	x-x	12,24	9T20	28,26	11

	y-y	5,07	6T16	12,04	15
Sur appui	x-x	4,16	6T16	12,04	15
	y-y	4,16	6T16	12,04	15

Tableau VI. 23 Vérification des contraintes du voile périphérique(correction)

Position	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	113,12	28,26	18,84	8,86	21	203,5	250	Vérifiée
	y-y	48,07	12,04	12,04	5,40	21	197,35	250	Vérifiée
Sur appui	x-x	39,92	12,04	12,04	4,48	21	163,89	250	Vérifiée
	y-y	39,92	12,04	12,04	4,48	21	163,89	250	Vérifiée

VI.6.7. Schémas de ferrailage du voile périphérique

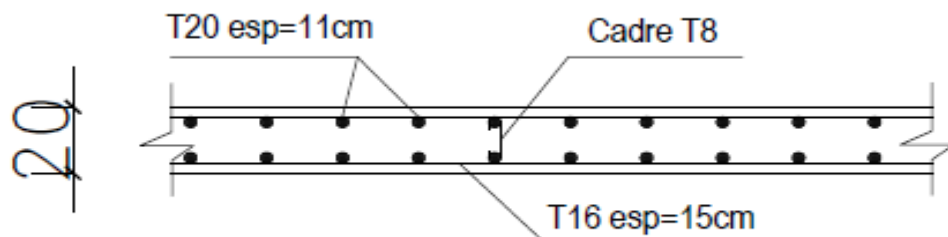


Figure VI. 7 Ferrailage du Voile Périphérique sens x

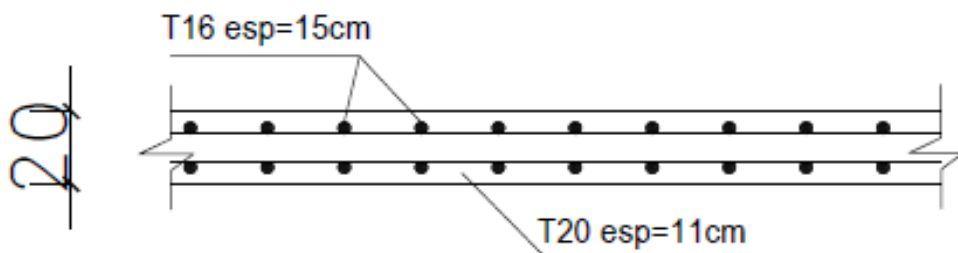


Figure VI. 8 Ferrailage du Voile Périphérique sens y

VII. Etude et Recherche d'une piscine surélevée

VII.1. Introduction

L'objet de ce travail est l'étude de la réponse sismique d'une piscine surélevée sur un 2eme étage en béton armé de stockage rectangulaire, avec la prise en compte les effets de l'eau stockée de l'interaction fluide-structure ainsi que du ballonnement du liquide stocké.

Les piscines représentent des ouvrages dont le calcul est assimilé à celui des réservoirs surélevés en raison des interactions fluide-structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe. Le dimensionnement de telle structure nécessite une connaissance approfondie de leur comportement sismique ainsi que des facteurs qui l'affectent. Parmi ces facteurs on peut distinguer, l'effet des conditions de pose, l'effet de site, l'effet de l'interaction sol-structure et l'effet d'interaction fluide-structure.

Une analyse de la réponse sismique de structures telles que des réservoirs de stockage, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure. Cet effet peut introduire des modifications des caractéristiques modales de la structure, telles que les modes propres de vibration. La nature d'un ouvrage telle qu'une piscine surélevée nécessite de faire une étude ayant pour but de déterminer les caractéristiques de son comportement lorsqu'elle est sollicitée par un séisme.

Le traitement des cas les plus complexes est toujours incomplet même si beaucoup de chercheurs continuent à mener des études sur le comportement dynamique des réservoirs. Des investigations ont été conduites pour chercher des améliorations possibles de leurs conceptions afin de bien résister à des séismes de fortes intensités.

Le problème de l'interaction dynamique entre le liquide en mouvement et les déformations élastiques des parois des réservoirs est d'un intérêt fondamental dans un nombre important d'applications (**génie civil**).

Dans notre projet, il est question d'étudier une piscine surélevée en béton armé d'une capacité de **340,2 m³** et de **9m** de largeur, **21m** de longueur avec une structure de support composée de **8 poteaux** connectés entre eux avec des poutres. Pour ce faire, trois modèles ont été réalisés, un degré de liberté, deux degrés de liberté et un modèle en éléments finis en trois dimensions. Notre objectif est d'étudier l'effet de l'eau sur le comportement de la structure.

Mots-clés : réservoir, interaction fluide-structure, méthode des éléments finis, périodes propres, réponse sismique.

VII.2. Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme: une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement[5].

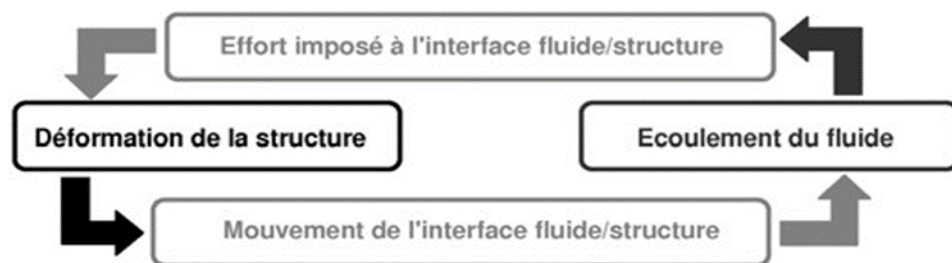


Figure VII. 1 Mécanisme de couplage fluide structure

Les problèmes d'interaction fluide-structure se sont posés très tôt aux ingénieurs «construction des ponts, barrage, bateaux, avions, réservoirs, piscines...etc. ». Au début, les outils de calcul ne permettaient qu'une modélisation simplifiée en considérant le fluide comme incompressible et la structure infiniment rigide, par exemple : utilisation du concept de masse ajoutée "added mass". Par la suite, avec le développement des méthodes de calcul numérique en particulier la méthode des éléments finis et l'augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs, des algorithmes de couplage entre l'écoulement du fluide et le mouvement de la structure se sont très vite développés. Il est bien connu que cette interaction peut modifier fortement les caractéristiques dynamiques des structures en contact avec un fluide[6,7].

La solution complète de l'équation de Laplace pour le mouvement du liquide contenu dans un cylindre rigide, peut être exprimée comme la somme de deux contributions différentes, dénommées respectivement « **impulsive** » et « **convective** ». La composante « **impulsive** » de la solution satisfait exactement les conditions limites aux parois et au fond du réservoir (compatibilité entre les vitesses du liquide et du réservoir), mais donne (de

manière incorrecte à cause de la présence des ondes) une pression nulle à la surface libre du liquide. Pour cette raison, un second terme doit être ajouté, qui ne doit pas altérer ces conditions limites déjà satisfaites, et qui rétablit la condition correcte d'équilibre à la face supérieur.

La masse convective représente les mouvements induits à la surface libre du liquide (effet de vague ou de ballotement), alors que la seconde, impulsive, modélise la partie du liquide mis en mouvement par la structure (figure 2). Cette partie du liquide est supposée bouger à l'unisson avec le mur lui-même, en d'autres termes les champs de déplacements, vitesses et accélérations à l'interface fluide-structure sont strictement identiques.

De plus, nous devons prendre en compte l'effet vertical appelé aussi mode de respiration vertical du liquide (breathing mode), celui-ci est considéré par une masse, il est important de noter maintenant que la théorie développée par Housner est basée sur un corps indéformable, corps rigide.

La prise en compte de cette singularité affecte de façon non négligeable le mode de répartition de la pression dynamique engendrée par le mode impulsive. Il est admis que le mode convectif et le mode vertical ne sont pas affectés, ou très peu, par cette hypothèse [8].

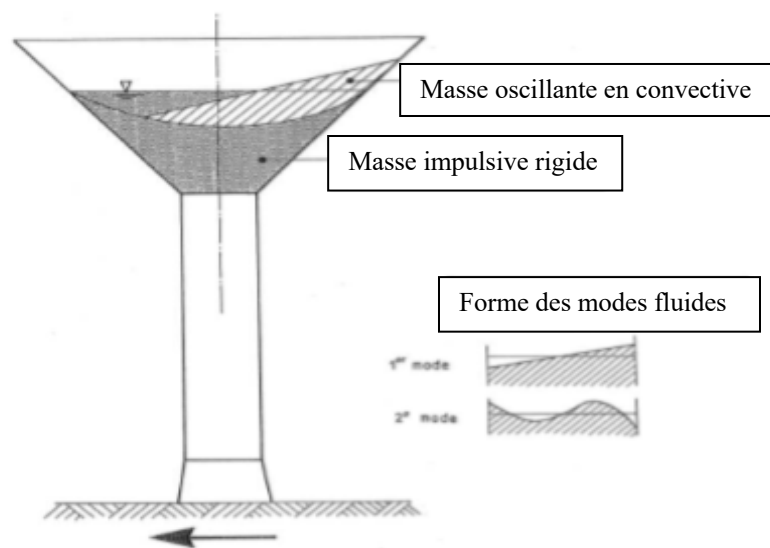


Figure VII. 2 Masse convective et impulsive

VII.3. Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure

Les méthodes proposées pour la prise en compte de l'interaction fluide-structure sont diverses. Parmi elles :

- La méthode de **Housner**
- Les recommandations de l'**Eurocode8**
- Méthode des éléments finis

VII.3.1. Méthode de Housner

Le modèle de Housner (1963) a été adopté pour l'analyse dynamique des réservoirs contenant des liquides avec la prise en compte du ballonnement de la surface libre.

Les pressions hydrodynamiques induites par excitation sismique à la base sont séparées en deux parties : impulsives et convectives. Ces dernières sont représentées sous forme de masses ajoutées localisées.

La masse impulsive est supposée reliée rigidement à la paroi du réservoir et la masse ajoutée convective quant à elle est supposée reliée à la paroi du réservoir à l'aide de ressorts flexibles pour simuler l'effet du ballonnement. [9, 10]

Le modèle mécanique de **HOUSNER** est illustré par la figure suivante :

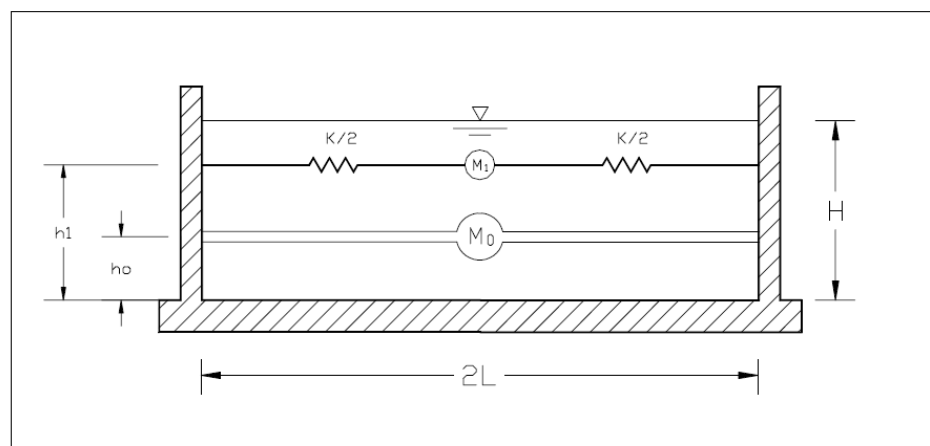


Figure VII. 3 Modèle de Housner

Un réservoir d'eau ou un réservoir au sol aura son contenu excité par un tremblement de terre et l'amplitude du ballonnement indique l'intensité du mouvement du sol. Si un réservoir avec une surface d'eau libre (**Figure VIII.4**) est soumis à une

accélération horizontale du sol, les forces exercées sur le réservoir par l'eau sont de deux types.

Premièrement, lorsque les parois du réservoir accélèrent en va-et-vient, une certaine fraction de l'eau est forcée de participer à ce mouvement, qui exerce un effet réactif.

La force exercée sur le réservoir est la même que celle qui serait exercée par une masse M_0 (M_i) fixée rigidement au réservoir à la hauteur appropriée, comme indiqué à la (Figure VIII.5). La masse M_0 (M_i) est fixée à une hauteur h_0 (h_i) de sorte que la force horizontale exercée par le réservoir est colinéaire avec la force résultante exercée par l'eau équivalente.

Deuxièmement, le mouvement des parois du réservoir entraîne l'eau dans des oscillations qui exercent une force oscillante sur le réservoir. Cette force oscillante est la même que celle qui serait exercée par une masse M_1 (M_c) pouvant osciller horizontalement contre un ressort de retenue, comme indiqué à la (Figure VIII.5). La masse M_1 (M_c) correspond au mode fondamental d'oscillation de l'eau qui est le mode d'importance pour la plupart des problèmes de tremblement de terre. Si le système équivalent illustré à la (Figure VIII.5) est soumis aux accélérations sismiques du sol, les forces exercées sur le réservoir par M_0 et M_1 seront les mêmes que ceux qui seraient exercés par l'eau dans le réservoir de la (Figure VIII.4) [11].

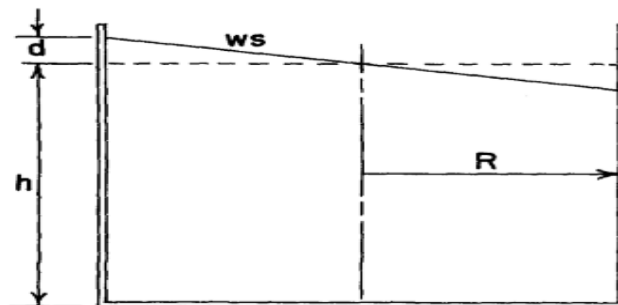


Figure VII. 4 Réservoir avec une surface d'eau libre

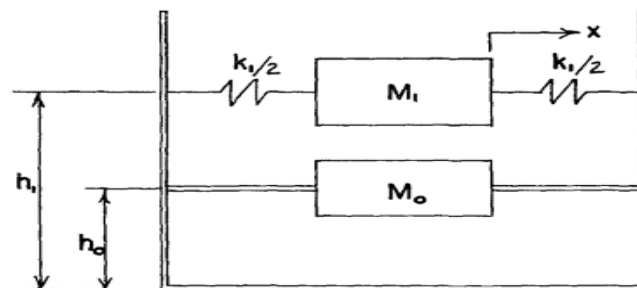


Figure VII. 5 Réservoir avec la masse convective et impulsive

Les expressions de la masse équivalente et rigidité ainsi que les hauteurs h_i et h_c sont données par Housner[11].

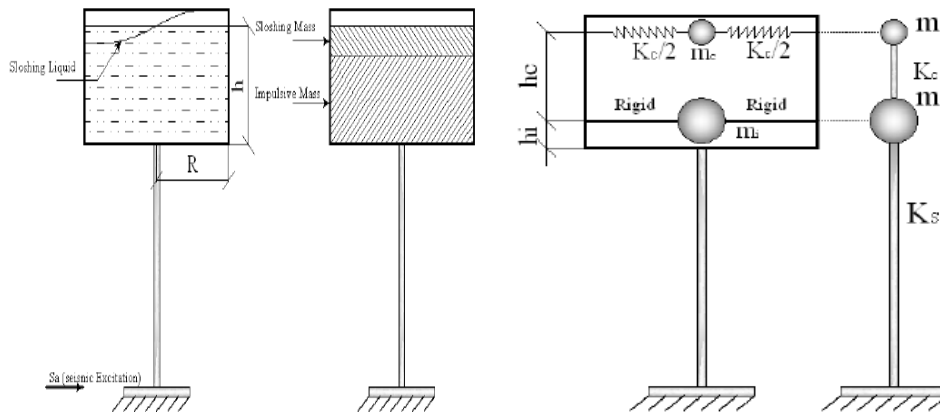


Figure VII. 6 Modèles de Housner simplifiés " a-b"

Caractéristiques géométriques de piscine

Tableau VII. 1 Caractéristiques géométriques de piscine

Géométrie		
Piscine	Hauteur 'h' (m)	1,8
	Largeur (m)	9
	Longueur (m)	21
Liquide	masse volumique (pr) (Kg/m3)	1×10^3
	Hauteur (h) variable	(0,5h;0,6h ;0,65h;0,7h ;0,75h;0,95h)

Pour un réservoir rectangulaire de longueur 2L et d'une profondeur d'eau h

$$M_i = Me \frac{\tanh 1,7L / h}{1,7L}$$

$$M_c = Me \frac{0,83 \tanh 1,6h / L}{1,6h}$$

$$K_c = \frac{3M_c^2 \cdot gh}{ML^2}$$

$$h_i = \frac{3}{8} h$$

$$h_c = \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[1,581 \times \left(\frac{h}{R} \right) \right]}{1,581 \times \frac{h}{R} \times \sinh \left[1,581 \times \left(\frac{h}{R} \right) \right]} \right\} \times h$$

Où :

M_e :masse totale du fluide ;

R :rayon du récipient;

M_i : masse impulsive

M_c : masse convective

g :accélération gravitationnelle;

h_i :localisation de la masse impulsive ;

h_c :localisation de la masse convective.

VII.3.2. Méthodes utilisant les recommandations de [3]

Selon le [3], la masse impulsive M_i et la masse convective M_c , la hauteur h_i et la hauteur h_c sont représentées dans le tableau sous forme de fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h .

Tableau VII. 2 Fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h

h/L	M_i/M_e	M_c/M_e	H_i/h	H_c/h
0.3	0.176	0.824	0.400	0.521
0.5	0.300	0.700	0.400	0.543
0.7	0.414	0.586	0.401	0.571
1	0.548	0.452	0.419	0.616
1.5	0.686	0.314	0.439	0.690
2	0.763	0.237	0.448	0.751
2.5	0.810	0.190	0.452	0.794
3	0.842	0.158	0.453	0.825

VII.3.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Cette méthode a été employée pour étudier la réponse sismique des réservoirs de stockage dans l'année 1969 par *N.W Edwards* [13], jusqu'à présent, elle est encore la méthode la plus utilisée. Les avantages indiscutables de cette méthode, par rapport aux autres méthodes numériques, résident dans la capacité de modéliser efficacement des domaines complexes comme : la géométrie complexe, l'hétérogénéité, l'inélasticité et la non linéarité des sols constituant le réservoir [13][14].

Elle combine à la fois les avantages de la modélisation en masses concentrées et celle de la modélisation à l'aide de déplacements généralisés.

Cette méthode est applicable à tout type de structure. La structure est subdivisée en un nombre arbitraire d'éléments, de dimensions quelconques. Les nœuds du système représentent le système de coordonnées généralisées. Le déplacement de la structure est exprimé en fonction de ces coordonnées généralisées à l'aide de fonctions de déplacement. Ces fonctions sont appelées fonctions d'interpolation car elles définissent le déplacement entre les nœuds considérés.

L'emploi de la méthode des éléments finis pour la résolution de tel problème est un outil essentiel, le calcul dynamique de la réponse linéaire des réservoirs par éléments finis est généralement effectué selon les étapes suivantes :

- Maillage du réservoir et de sa fondation.
- Evaluation des matrices élémentaires de rigidité, d'amortissement et de masse.
- Assemblage et construction des matrices globales du système.
- Calcul des modes et des fréquences propres du réservoir.
- Calcul de la réponse sismique du réservoir.

VII.4. Modélisation

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu [3]. Les modèles mécaniques simplifiés équivalents (masse-ressort) à un degré de liberté et à deux degrés de libertés sont montrés dans les **figures 7** et **8** respectivement.

VII.4.1. Modèle à un degré de liberté (1 DDL)

Le concept qui permet d'analyser des réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années 1950 [12]. Pour traiter ce concept, le réservoir est considéré complètement rempli ou totalement vide.



Figure VII. 7 Modèle à 1DDL

Dans le cas du **modèle 1ddl** montré sur la (**figure 7**), le réservoir (piscine) est supposé avoir un comportement comme une console de rigidité k_s donnée par :

$$k_s = \frac{3EI_c}{l_{cg}^3}$$

Où l_{cg} est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et I_c est le moment d'inertie de la structure de support [15].

Pour ce modèle, la masse m_1 se compose du poids propre du bassin m_v , la masse totale de l'eau m_e et 66% du poids propre de la structure de support m_{ss} [16].

$$m_1 = m_e + 0.66 \times m_{ss} + m_v$$

Le calcul des caractéristiques du modèle à un degré de liberté a donné :

$$K_s = 272,96 \text{ KN/m et } m_1 = 352834,68 \text{ Kg}$$

VII.4.2. Modèle à deux degrés de liberté (2 DDL)

Dans le modèle mécanique à **2ddl** montré sur la (**figure 8**), la masse du fluide est constituée d'une partie inerte M_i ou impulsive liée rigidement à la structure et d'une partie mobile M_c (convective) dont le mouvement est maintenu par des ressorts de rappel de rigidité K_c . Ces deux masses sont données par les expressions de Housner [11].

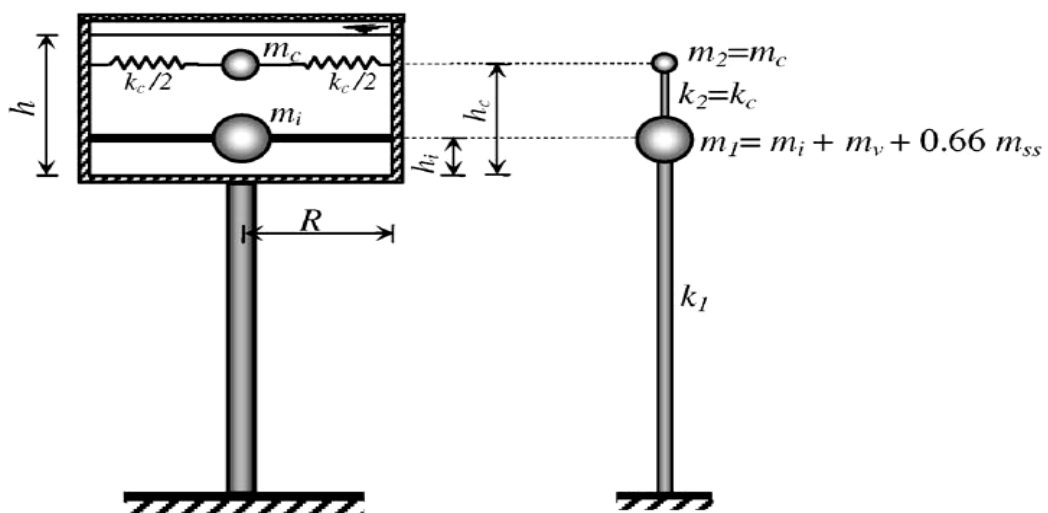


Figure VII. 8 Modèle à 2DDL

a). Exemple de calcul des caractéristiques du modèle à 2DDL

Dans notre cas (piscine) rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau h :

a).1. D'après la méthode de Housner

Pour un rectangle $L=10,5$ m et d'une hauteur $h=1,8$ m,

$$M_e = (L \times D \times h) = 1000 \times 21 \times 9 \times 1,8 = 340200 \text{ Kg}$$

$$M_e = 340200 \text{ Kg}$$

- Masse impulsive m_i

$$M_i = M_e \frac{\tanh 1,7L/h}{\frac{1,7L}{h}}$$

- Masse convective m_c

$$M_c = M_e \frac{0,83 \tanh 1,6h/L}{\frac{1,6h}{L}}$$

- Hauteur de la masse convective h_c

$$h_c = \left\{ 1 - \frac{\cosh \left[1,581 \times \left(\frac{h}{R} \right) \right]}{1,581 \times \frac{h}{R} \times \sinh \left[1,581 \times \left(\frac{h}{R} \right) \right]} \right\} \times h = 0,92m$$

$$h_c = 0,92m$$

- Hauteur de la masse impulsive h_i

$$h_i = \frac{3}{8} h = 0,675 \text{ m}$$

- Rigidité k_c

$$K_c = \frac{3M_c^2 \cdot gh}{ML^2} = 135,53 \text{ KN/m}$$

a).2. D'après les recommandations de [3]

Pour le cas qu'on a : $\frac{h}{R} = 0,171$ on adopte 0,3

- Masse impulsive **M_i**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \longrightarrow \frac{M_i}{M_e} \longrightarrow M_i = 59875,2 \text{ Kg} \\ 0,3 \longrightarrow 0,176 \end{array} \right.$$

- Masse convective **M_c**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \longrightarrow \frac{M_c}{M_e} \longrightarrow M_c = 280324,8 \text{ Kg} \\ 0,3 \longrightarrow 0,824 \end{array} \right.$$

- Hauteur impulsive **h_i**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \longrightarrow \frac{h_i}{h} \longrightarrow h_i = 0,72 \text{ m} \\ 0,3 \longrightarrow 0,4 \end{array} \right.$$

- Hauteur convective **h_c**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \longrightarrow \frac{h_c}{h} \longrightarrow h_c = 0,93 \text{ m} \\ 0,3 \longrightarrow 0,521 \end{array} \right.$$

- Rigidité convective **K_c**

$$K_c = 186,422 \text{ KN/m}$$

Les caractéristiques du modèle à **2ddl**s trouvées en utilisant les expressions de **Housner** et les recommandations de [3] sont reportées dans le tableau qui suit :

Tableau VII. 3 Les caractéristiques du modèle à 2ddl

caractéristique	Housner	[3]
M_i (Kg)	33672,05	59875,2
M_c(Kg)	276707,83	280324,8
h_i(m)	0.675	0.72
h_c(m)	0.92	0.93
K_c (KN/m)	135,53	186,422

Ks (KN/m)	272,76
------------------	--------

Constataion

Ces résultats montrent que la rigidité K_c et la masse M_c obtenues par le [3] sont supérieures à celles trouvées par les expressions de Housner.

b). Modélisation de la piscine

La modélisation de la piscine a été faite à l'aide de logiciel SAP 2000

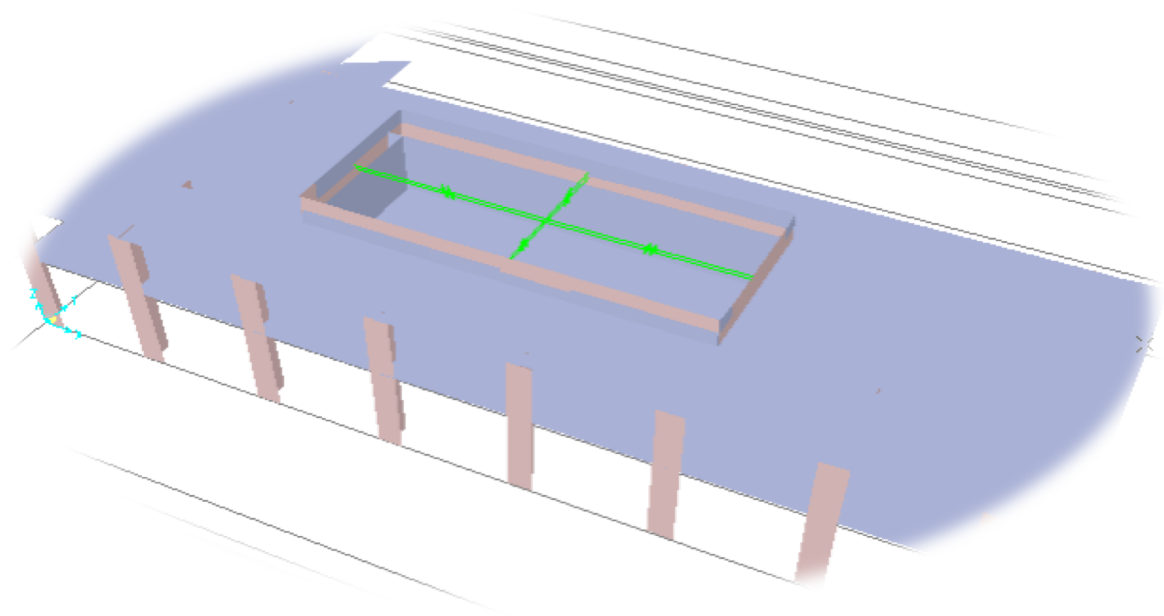


Figure VII.9 Modélisation de la piscine

b.1 Les étapes de modélisation de la masse impulsive (M_i), la masse Convective(M_c) et les ressorts K

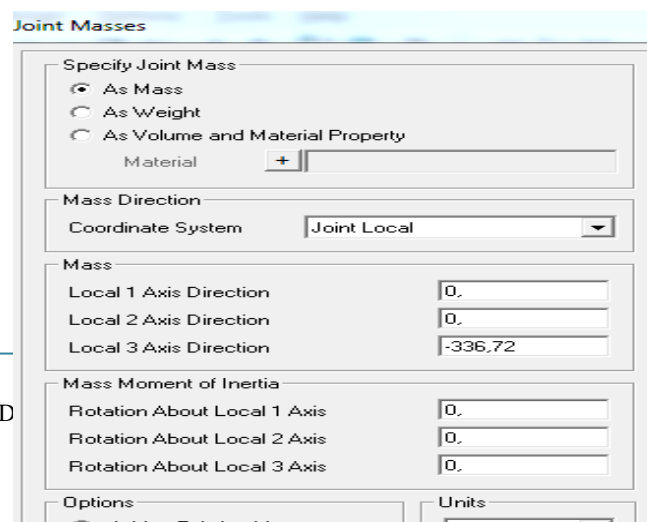


Figure VII.10 Modélisation de la masse impulsive(Mi)

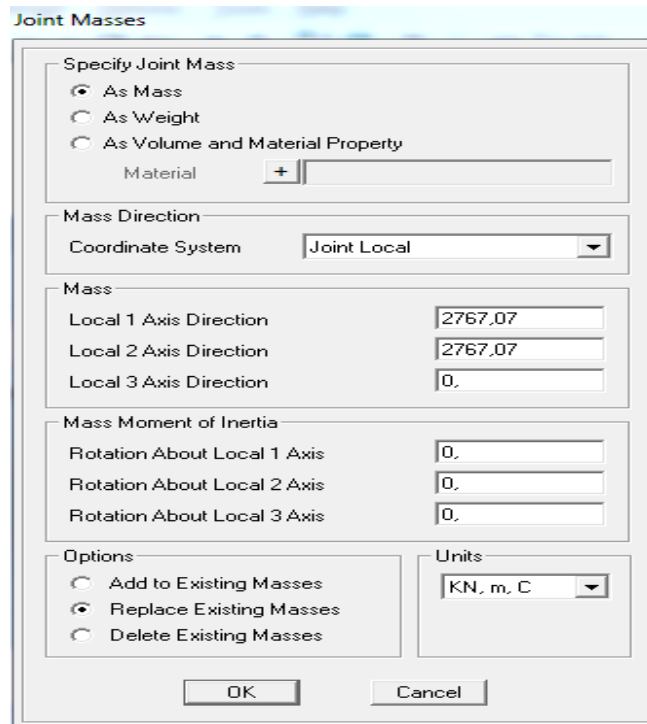


Figure VII.11 Modélisation de la masse convective(Mc)

\

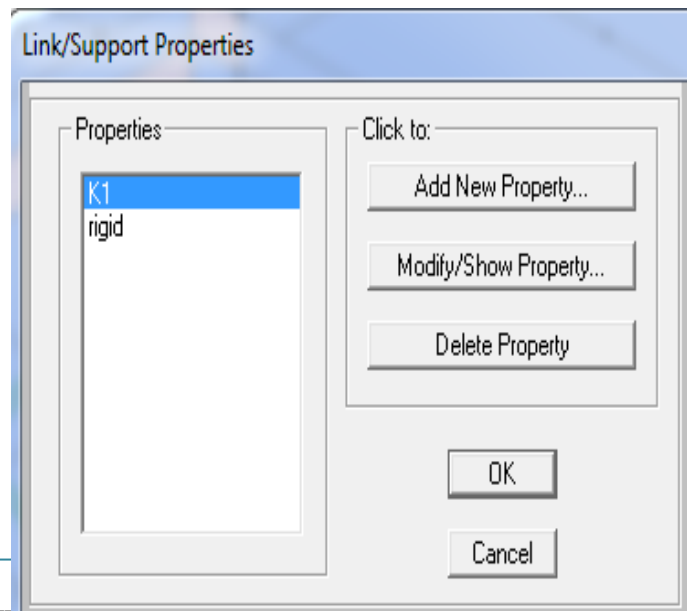


Figure VII.12 Modélisation des ressorts K

c). Influence de la hauteur de remplissage

Tableau VII. 4 Caractéristiques du modèle de Housner en variant hauteur de remplissage

	Hauteur de Remplissage					
	0,95h	0,75 h	0,7 h	0,6h	0,5 h	0,25 h
Mi(Kg)	30389,02	18940,53	16499,30	12121,96	8418,01	2104,5
Mc (Kg)	263480,83	209707,27	196068,37	168586,68	140863,88	44793,92
hi(m)	0,64	0,5	0,47	0,405	0,337	0,168
hc(m)	0,9	0,75	0,63	0,54	0,45	0,23
Kc (KN/m)	122,59	77, 035	67,223	50,42	34,49	8,66

Constatation

On remarque que :

- La masse impulsive est très petite par rapport la masse convective.
- La masse impulsive et la masse convective augmentent avec l'augmentation du remplissage.

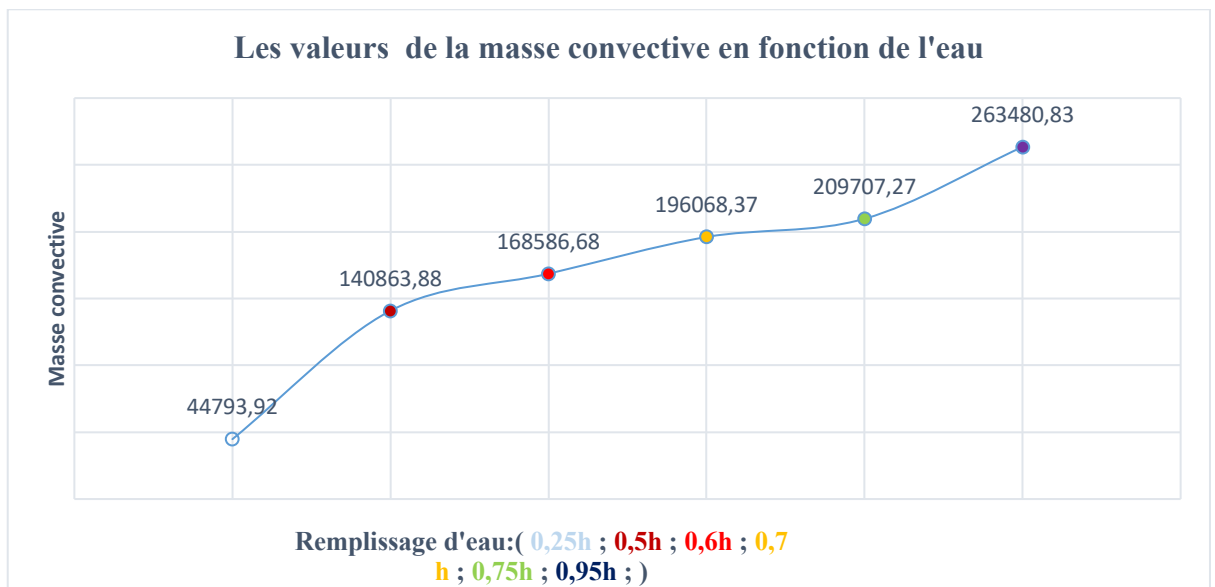


Figure VII. 13 La variation de la masse convective en fonction du remplissage

Remarque

Dans ce qui suit le pourcentage suivant represent le rapport de la masse d'eau par rapport à la masse convective

Tableau VII. 5 Pourcentage de masse convective par rapport à la masse d'eau en fonction du remplissage

Remplissages	0,25h	0,5h	0,6h	0,7h	0,75h	0,95h
La masse d'eau(Kg)	85050	170100	204120	238140	255150	323190
Les valeurs de M_c(Kg)	44793,92	140863,88	168586,68	196068,37	209707,27	263480,83
pourcentages(%)	47,33	17,18	17,40	17,66	17,81	18,47

Constatation

On constate que la masse convective augmente avec l'augmentation de la masse d'eau avec l'accroissement du remplissage d'eau.

Interprétation

D'après les résultats qu'on a opté, la masse convective augmente avec l'augmentation de la masse d'eau et le remplissage d'eau, ceci du que la masse convective a une relation proportionnelle avec la masse d'eau.

d). La comparaison entre les résultats de l'influence de la hauteur de remplissage par l'accélérogramme et le spectre de réponse

Pour l'étude de l'influence du taux de remplissage de la piscine sur le déplacement de la masse convective, les niveaux de la structure, le moment fléchissant et l'effort tranchant des poutres plus sollicitées qui ont sûr le bassin de la piscine (**1^{ere} étage**) par l'accélérogramme et le spectre de réponse. On détermine cette dernière pour la piscine vide et pleine puis pour des taux de remplissage de **0.5h, 0.6h, 0.65h, 0.7h, 0.75h**, et enfin pour une hauteur de remplissage de **0.95h**.

d).1. Les résultats de l'accélérogramme

1) Déplacement de masse convective en fonction de remplissage d'eau

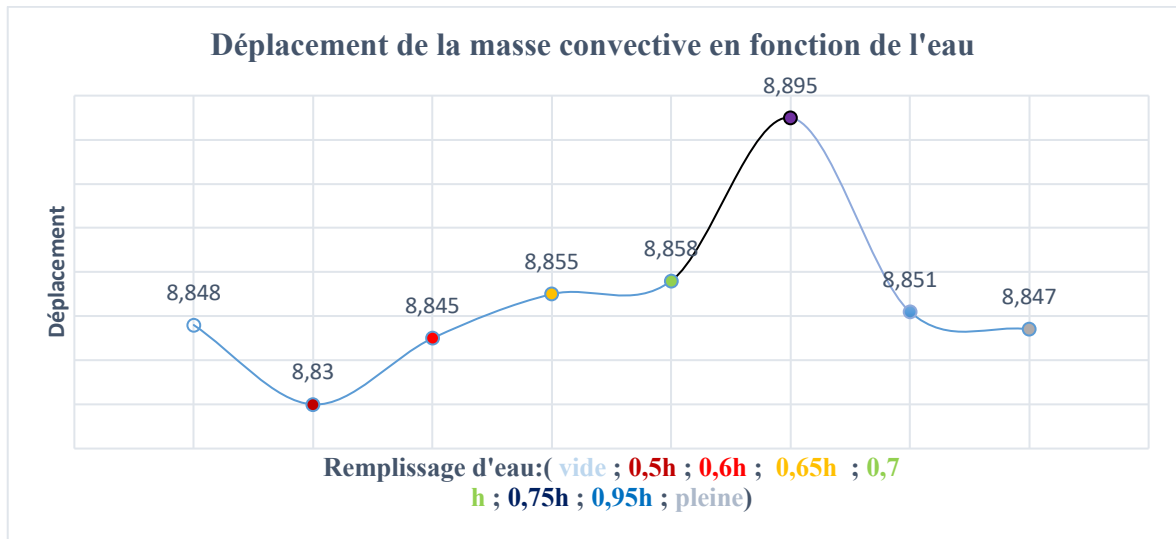


Figure VII. 14 Déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau

Remarque

Dans ce qui suit le pourcentage des tableaux sont calculés sur la valeur de référence qui est le cas de la piscine complètement rempli à **100%**

Tableau VII. 6 Pourcentages de déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine
M_c	Déplacement M_c (mm)	8,848	8,83	8,845	8,55	8,858	8,895	8,851	8,847
	pourcentages(%)	0,01	0,19	0,02	3,35	0,12	0,54	0,045	

Constatation

On remarque que le déplacement augmente progressivement dans l'intervalle $\{0,5h$ jusqu'à $0,75h\}$ et il atteint la valeur maximale dans le remplissage **0,75h**, après ce dernier le déplacement diminue rapidement jusqu'à **0,95h** et continue à diminuer peu à peu jusqu'à le remplissage totale de la piscine.

2) Déplacement des niveaux en fonction de remplissage d'eau

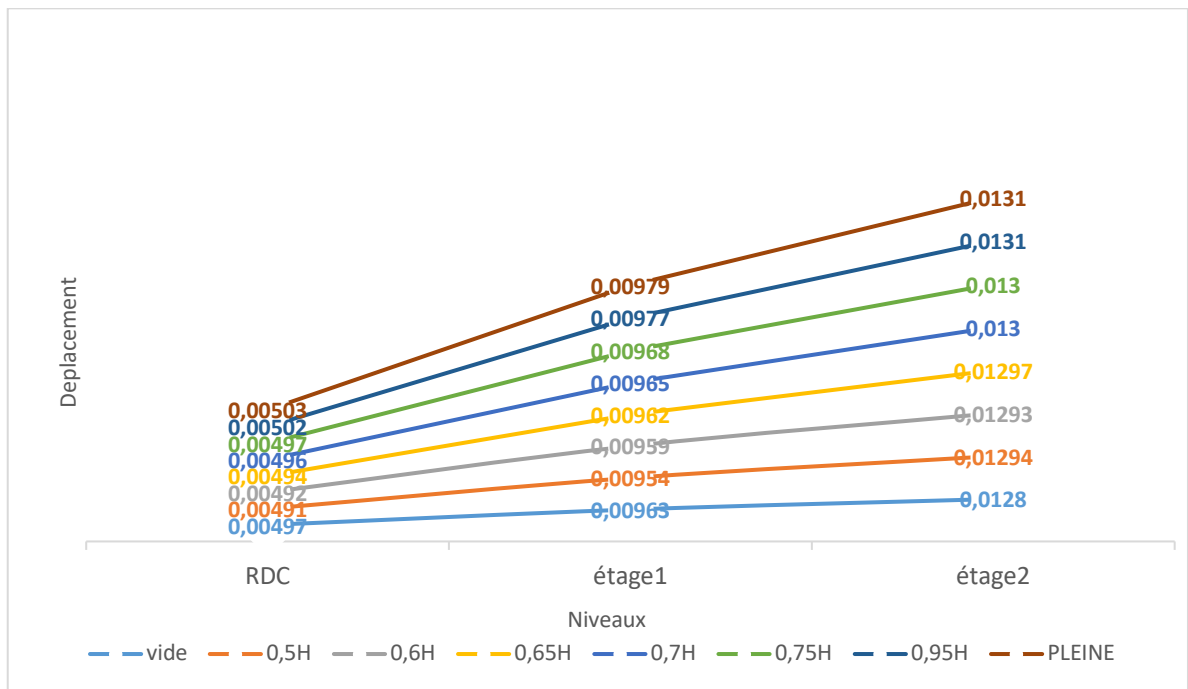


Figure VII. 15 Déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 7 Pourcentage de déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine	
M _c	Déplacement M _c (mm)	RDC	4,97	4,91	4,92	4,94	4,96	4,97	5,02	5,03
		1ere	9,63	9,54	9,59	9,62	9,65	9,68	9,77	9,79
		2eme	12,8	12,94	13,93	12,97	13	13	13,1	13,1
	Pourcentages (%)	RDC	1,19	2,38	2,18	1,79	1,19	1,19	0,19	
		1ere	1,63	2,55	2,04	1,73	1,43	1,12	0,20	
		2eme	2,29	1,22	6,33	0,99	0,76	0,76	0	

Constatation

D'après les résultats et nos observations concernant le déplacement de chaque niveau, on constate que ce déplacement augmente avec l'augmentation du remplissage et le pourcentage de ce dernier par rapport à la piscine complètement rempli on voit que avec l'ajout de l'eau le pourcentage diminue progressivement.

3) Effort tranchant des poutres en fonction de remplissage d'eau

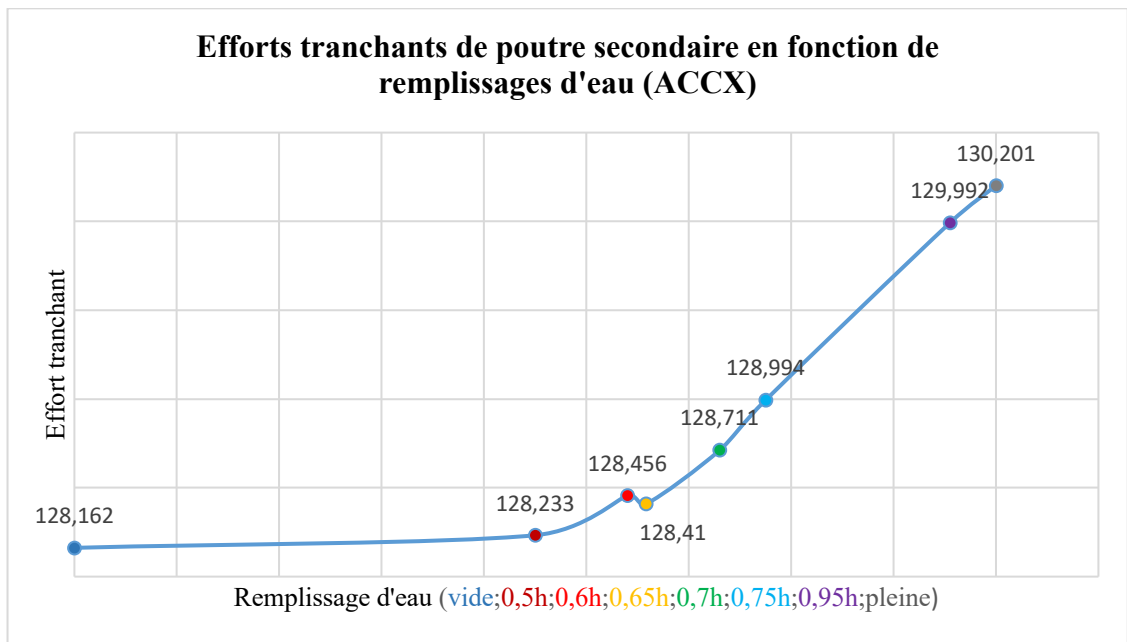


Figure VII. 16 Efforts tranchants de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau

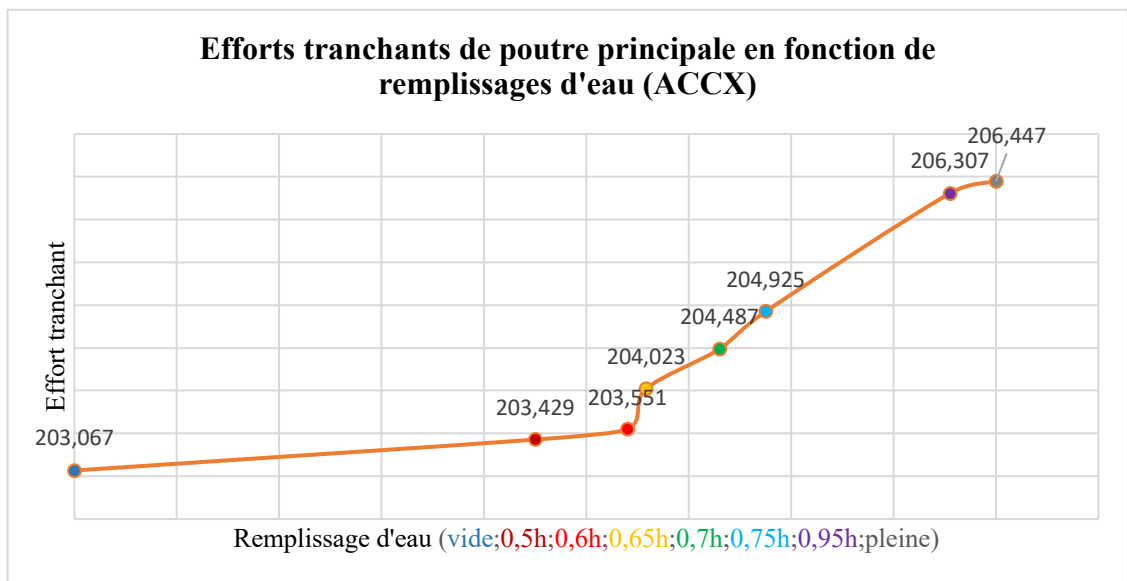


Figure VII. 17 Efforts tranchants de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 8 Pourcentages des poutres en fonction du remplissage.

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine
PS	Efforts tranchants(KN)	128,162	128,233	128,456	128,41	128,711	128,994	129,992	130,201
	pourcentages(%)	1,56	1,51	1,34	1,3	1,2	0,93	0,16	
PP	Efforts tranchants(KN)	203,067	203,429	203,551	204,023	204,487	204,925	206,307	206,447

pourcentages(%)	1,64	1,46	1,40	1,17	0,95	0,71	0,067	
------------------------	------	------	------	------	------	------	-------	--

Constatation

On remarque que la variation de l'effort tranchant des poutres principale et secondaire en fonction du remplissage d'eau de la piscine dans l'accélérogramme a augmenté et le pourcentage de ces dernières déminée avec l'augmentation du remplissage.

4) Moments fléchissant des poutres en fonction de remplissage d'eau

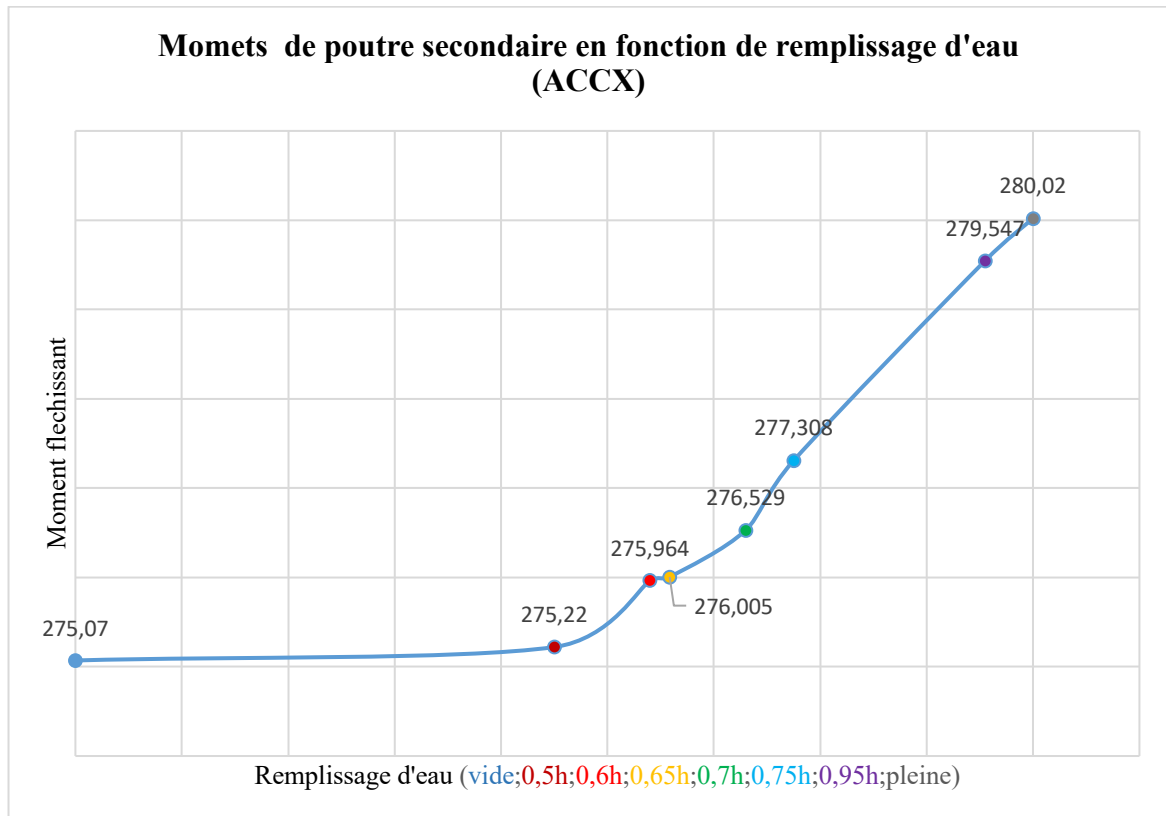


Figure VII. 18 Moments secondaire en fléchissant de poutre fonction du remplissage d'eau

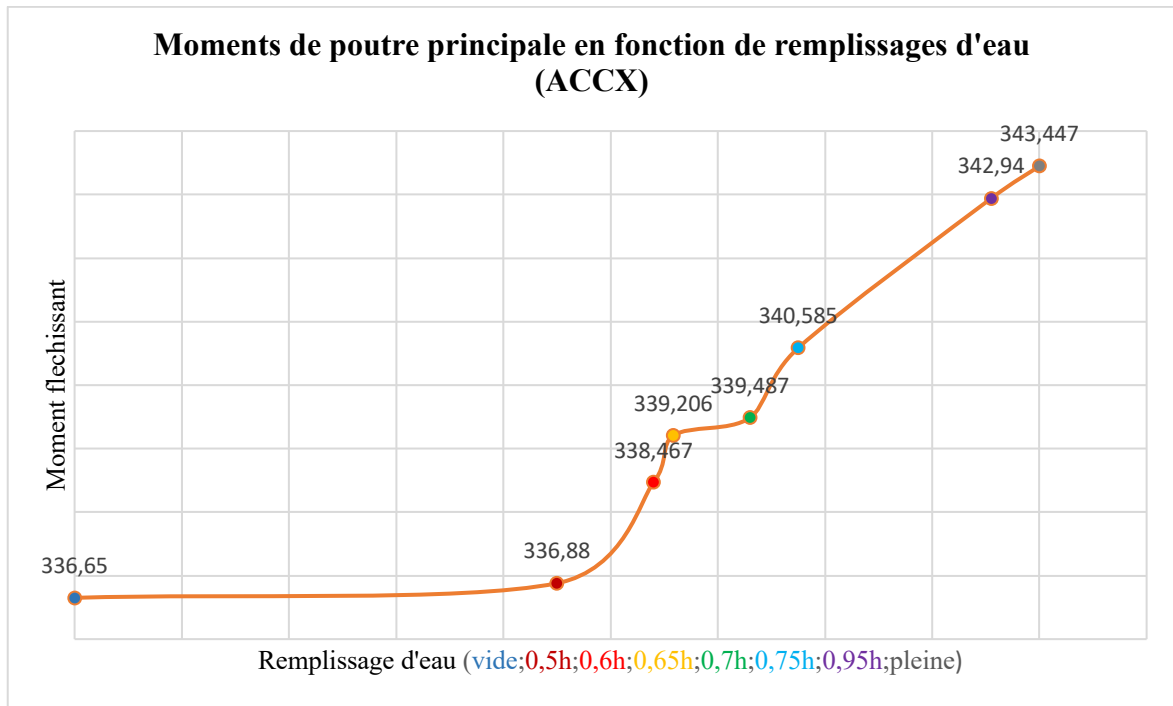


Figure VII. 19 Moments fléchissant de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 9 Pourcentages des moments fléchissant de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	095h	pleine
PS	Moments (KN m)	275,07	275,22	275,964	276,005	276,529	277,308	279,547	280,02
	pourcentages(%)	1,76	1,71	1,44	1,43	1,24	0,97	0,16	
PP	Moments (KN m)	336,65	336,88	338,467	339,206	339,487	340,585	342,94	343,447
	pourcentages(%)	1,98	1,91	1,45	1,23	1,15	0,83	0,15	

Constatation

On remarque que la variation du moment fléchissant des poutres principale et secondaire en fonction du remplissage d'eau de la piscine dans l'accélérogramme a augmenté et le pourcentage de ces dernières déminée avec l'augmentation du remplissage.

Interprétation

Le déplacement de la masse convective et les niveaux d'étages et le moment fléchissant et l'effort tranchant varient en fonction du remplissage dans le cas l'accélérogramme.

Nous pensons que le ballotement se fait dans l'intervalle (0,7h ;0,75h).

Le déplacement des niveaux d'étages augmente légèrement en fonction de remplissage d'eau, ceci s'explique que la hauteur de piscine est petite, ce qui n'est pas le cas pour les réservoirs surélevés de grandes hauteurs.

À notre avis le moment fléchissant et l'effort tranchant augmentent dans une poutre en fonction du chargement vertical, le chargement vertical a augmenté avec la masse d'eau et vu que la masse d'eau a augmenté et le poids repris par la poutre a augmenté donc par conséquence le moment fléchissant et l'effort tranchant augmentent.

d).2. Les résultats de spectre de réponse

1) Déplacement de masse convective en fonction de remplissage

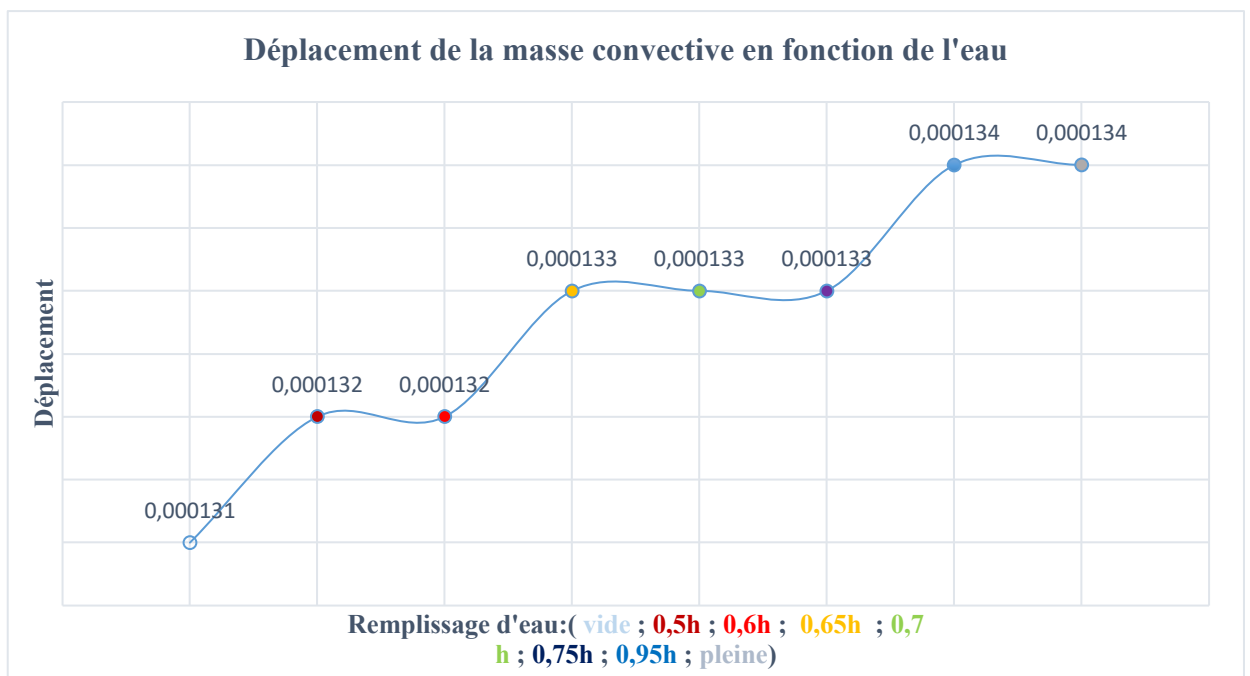


Figure VII. 20 Déplacement de la masse convective en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 10 Pourcentages de déplacement de la masse convective en fonction du remplissage

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine
M _c	Déplacement M _c (mm)	0,131	0,132	0,132	0,133	0,133	0,133	0,134	0,134
	pourcentages(%)	2,24	1,49	1,49	0,74	0,74	0,74	0	

Constatation

On remarque que le déplacement augmente peu à peu est stabilisé dans l'intervalle (0,5h ;0,6h), et continue à augmenter pour stabiliser dans l'intervalle(0,65h ;0,75h) après ce dernier atteint les valeurs maximale au remplissage0,95h et complètement rempli.

2) Déplacement des niveaux de la structure en fonction de remplissage d'eau par le spectre

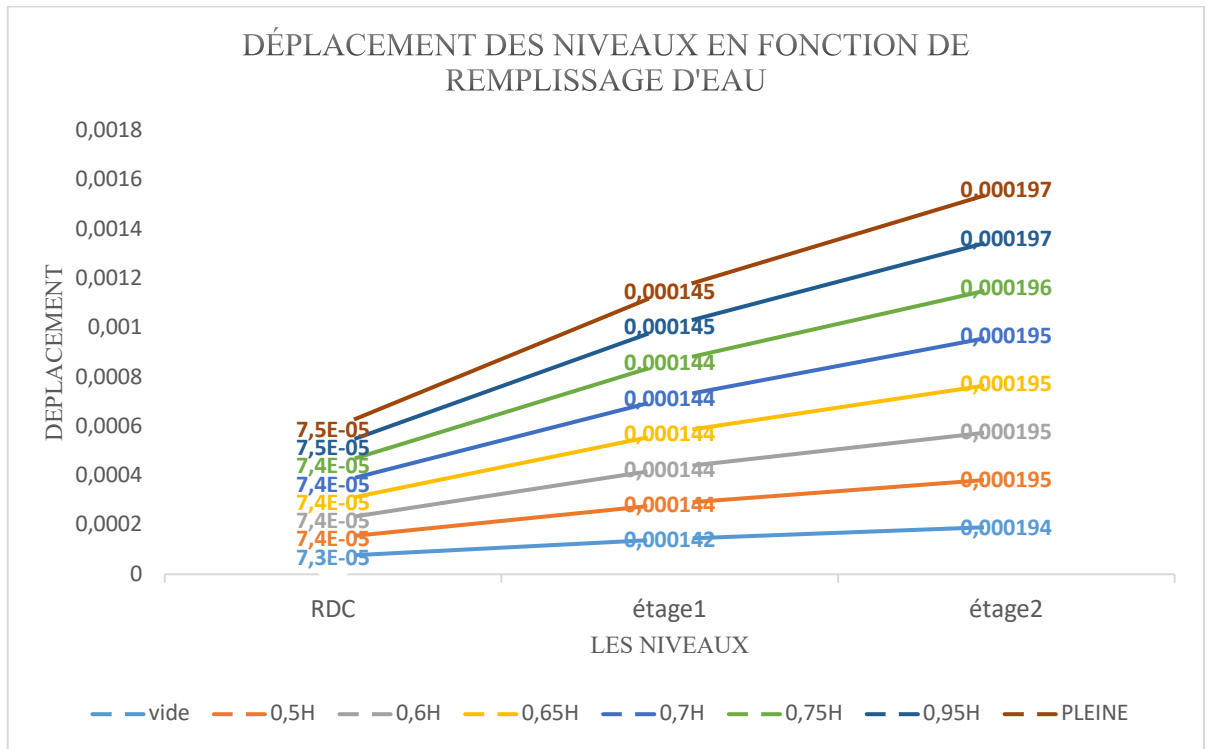


Figure VII. 21 Déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 11 Pourcentage de déplacement des niveaux en fonction du remplissage d'eau

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine	
M _c	Déplacement M _c (mm)	RDC	0,73	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,75	0,75
		1 ^{ere}	0,142	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,145	0,145
		2 ^{eme}	0,194	0,195	0,195	0,195	0,195	0,196	0,197	0,197
	Pourcentages (%)	RDC	2,66	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	0	
		1 ^{ere}	2,06	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0	
		2 ^{eme}	1,52	1,01	1,01	1,01	1,01	0,50	0	

Constatation

D'après les résultats et nos observations concernant le déplacement de chaque niveau, on constate que ce déplacement augmente légèrement dans le cas où la piscine est vide ou remplie de **0,5h**, puis ce déplacement atteint des valeurs constantes dans l'intervalle (**0,5 à 0,75h**), et continue à augmenter pour arriver au déplacement maximal dans le cas où la piscine est complètement remplie.

Concernant le pourcentage de déplacement diminue dans le cas où la piscine est vide ou remplie de **0,5h**, puis stabilise jusqu'au remplissage de **0,95h**.

3) Effort tranchant des poutres en fonction de remplissage d'eau :

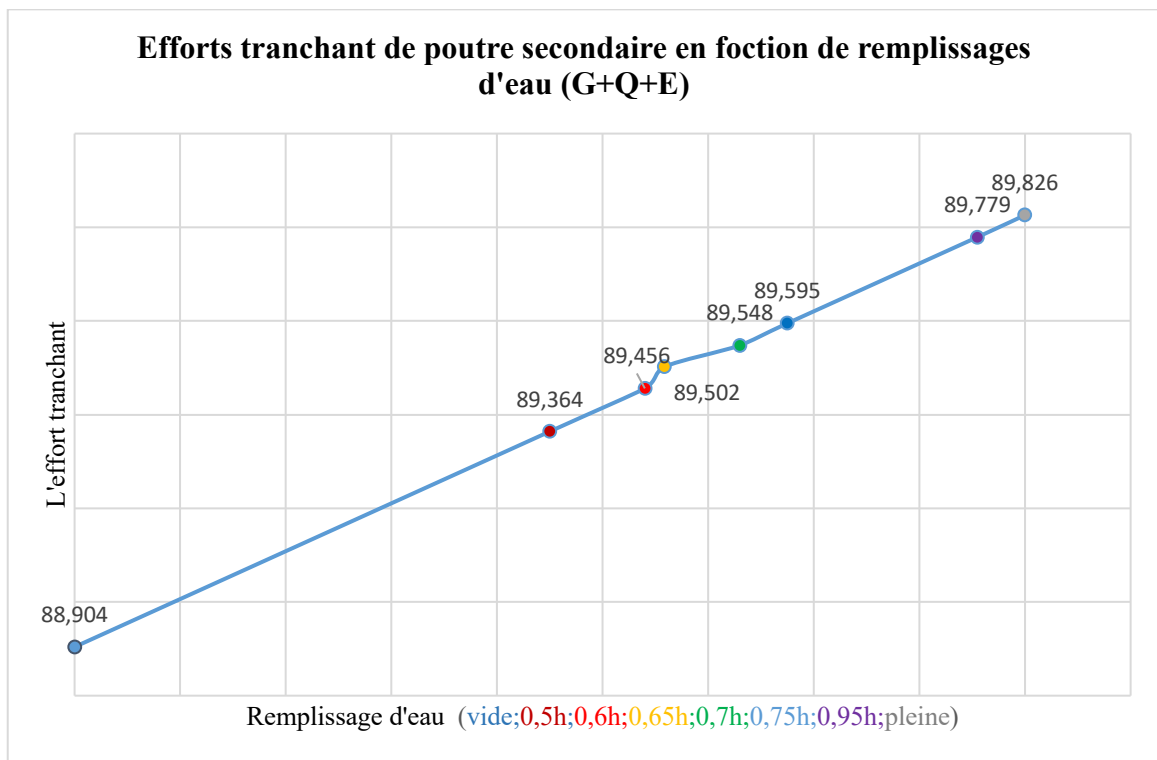


Figure VII. 22 Efforts tranchants de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau

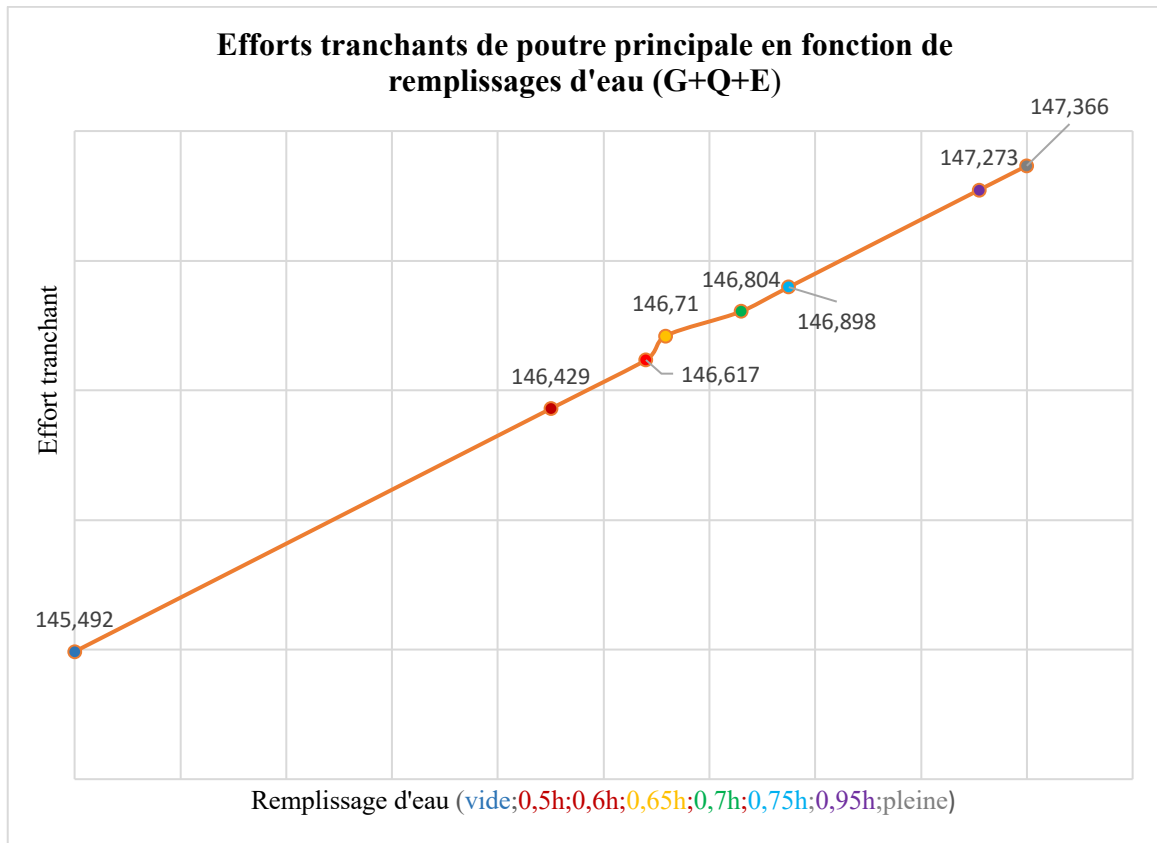


Figure VII. 23 Efforts tranchants de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 12 Pourcentages de l'effort tranchant des poutres en fonction du remplissage.

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine
ps	Efforts tranchants(KN)	88,904	89,364	89,456	89,502	89,548	89,595	89,779	89,826
	pourcentages(%)	1,02	0,514	0,412	0,362	0,31	0,25	0,052	
pp	Efforts tranchants(KN)	145,492	146,429	146,617	146,71	146,804	146,898	147,273	147,366
	pourcentages(%)	1,27	0,635	0,51	0,445	0,4	0,34	0,06	

Constatation

On remarque que la variation de l'effort tranchant des poutres principale et secondaire en fonction du remplissage d'eau de la piscine a augmenté et le pourcentage de ces dernières diminue avec l'augmentation de remplissage.

4) moments fléchissant des poutres en fonction de remplissage d'eau par le spectre :

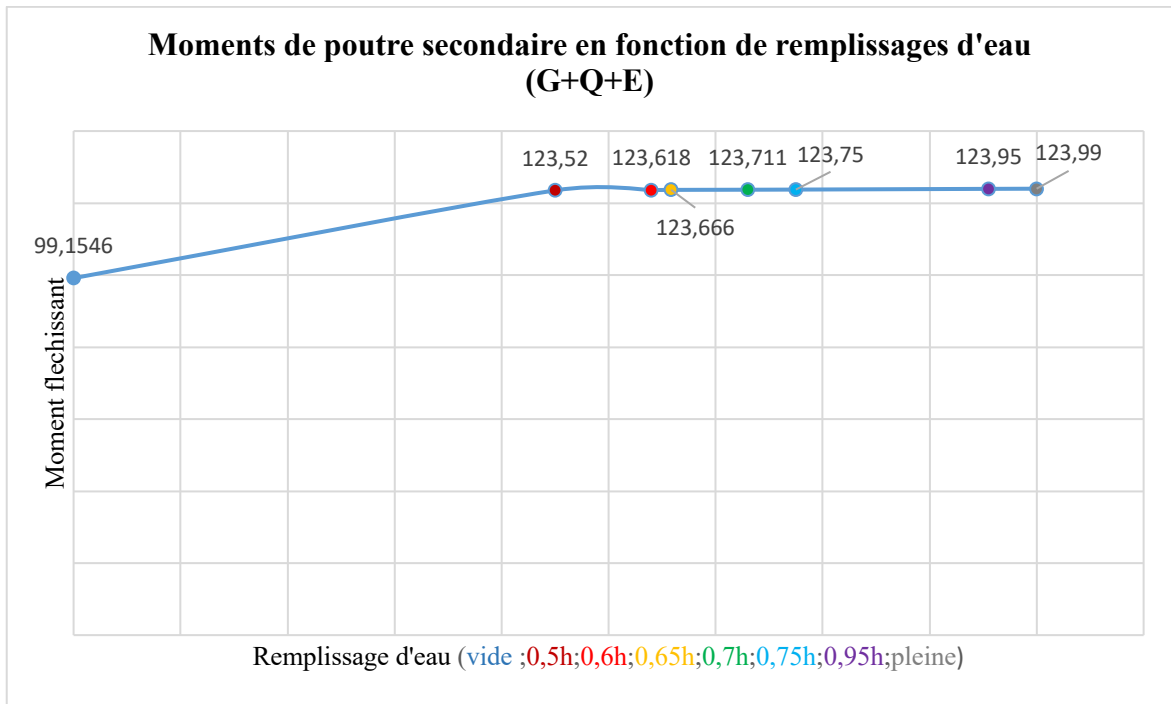


Figure VII. 24 Moments fléchissent de poutre secondaire en fonction du remplissage d'eau

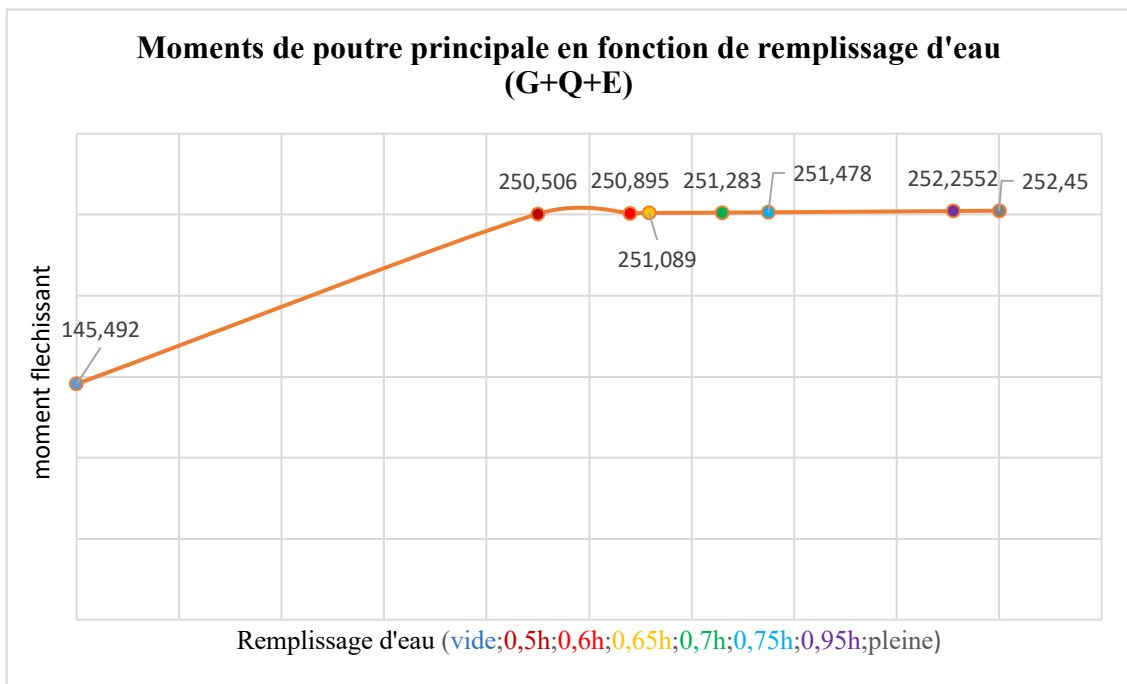


Figure VII.25 Moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Tableau VII. 13 Pourcentages des moments fléchissent de poutre principale en fonction du remplissage d'eau

Remplissages		vide	0,5h	0,6h	0,65h	0,7h	0,75h	0,95h	pleine
PS	Moments (KNm)	99,154	123,52	123,618	123,666	123,711	123,75	123,95	123,99
	pourcentages(%)	20,03	0,38	0,3	0,26	0,22	0,19	0,03	
PP	Moments (KNm)	145,492	250,506	250,895	251,089	251,283	251,478	252,25	252,45
	pourcentages(%)	70,16	0,77	0,62	0,54	0,46	0,38	0,07	

Constatation

On remarque que la variation du moment fléchissant des poutres principale et secondaire en fonction du remplissage d'eau de la piscine a augmenté petit à petit et le pourcentage de ces dernières dans le cas où la piscine vide est de **(20,03%** pour la poutre secondaire et de **70,16%** pour la poutre principale) et commence à diminuer avec le remplissage d'eau

Interprétation

Dans cette partie nous a permis de constater en faisant varier la hauteur de remplissage a une influence non négligeable sur le déplacement de la masse convective et les niveaux d'étages, l'effort tranchant et le moment fléchissant des poutres.

D'après le déplacement de la masse convective nous pensons que le ballotement se fait dans l'intervalle **(0,75h a 0,95h)**.

Nous pensons que l'ajout de l'eau dans la piscine a une influence presque négligeable pour le déplacement des niveaux d'étages.

À notre avis le moment fléchissant et l'effort tranchant augmentent dans une poutre en fonction du chargement vertical, le chargement vertical a augmenté avec la masse d'eau et vu que la masse d'eau a augmenté et le poids repris par la poutre a augmenté, donc par conséquence le moment fléchissant et l'effort tranchant augmentent.

VII.5. Conclusion

Le travail réalisé durant ce mémoire nous a permis d'étudier l'effet d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique de piscine. Plusieurs paramètres ont été

examinés à savoir l'influence de l'interaction fluide-structure, de la hauteur de remplissage.

A cet effet, nous avons réalisés un model avec logiciel **SAP2000** et les résultats montrent que :

- L'effet du taux de remplissage par l'accélérogramme pour le déplacement de la masse convective, les niveaux d'étage, l'effort tranchant et le moment fléchissant est considérable par rapport à celle de spectre de réponse.
- La hauteur de la piscine h joue un rôle important dans l'influence d'eau sur le comportement de la structure.
- La prise en compte de l'interaction fluide structure allonge considérablement l'effort tranchant et le moment fléchissant des poutres principale et secondaire, la présence de l'eau augmente la réponse sismique.
- Le model **2DDL** est le model le plus approprié pour montrer le comportement de la partie active de l'eau.
- Le model **2DDL** étudié en utilisant les expressions de **Housner** et les recommandations de [3] sont très proche en termes de masses.
- Les résultats optés avec la petite hauteur de la piscine sont petits par rapport à celle de grandes hauteurs des réservoirs surélevés.

Conclusion générale

Le travail réalisé consiste à étudier dans une première partie, un hôtel constitué d'un **2 sous-sol, RDC et 6 étages**. Le calcul d'une telle structure nécessite une application des règlements en vigueur, notamment le **Règlement Parasismique Algérien (RPA)** pour assurer une conception parasismique.

La deuxième partie du travail, concerne l'étude d'une piscine surélevée. Dans une telle structure, l'effet d'interaction fluide_ structure doit être pris en compte.

A cet effet, des modèles simplifiés à **1ddl**, à **2ddl** ont été utilisés pour étudier le comportement dynamique de la piscine.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Les conclusions auxquelles on a abouti sont résumées dans les points suivants :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure ce qui permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Cette structure possède une forme irrégulière en plan avec un décrochement en élévation de **4 niveaux**. Ce qui nous a causé beaucoup de difficultés pour avoir une structure stable.
- L'étude de cet hôtel sans joint sismique nous a provoqué des problèmes dans les vérifications citées dans **les règles parasismiques algériennes** en plus l'augmentation des efforts interne qui implique le changement défavorable des sections de ferrailages.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du **RPA99**, cela est dû au surdimensionnement, et que le **RPA99** valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour la modélisation on voit la différence entre la modélisation de la structures avec les poteaux voiles (**Frame**) et avec voiles de même dimension (**Shell**) et voir la différence de la rigidité entre eux, on a essayé de soulager aussi la structures pour

minimiser la rigidité avec des poteaux rectangulaires qui ont des dimensions équivalentes au poteau voile.

- L'effet du taux de remplissage par l'accélérogramme pour le déplacement de la masse convective, les niveaux d'étage, l'effort tranchant et le moment fléchissant est considérable par rapport à celle de spectre de réponse.
- La hauteur de la piscine h joue un rôle important dans l'influence d'eau sur le comportement de la structure.
- La prise en compte de l'interaction fluide structure allonge considérablement l'effort tranchant et le moment fléchissant des poutres principale et secondaire, la présence de l'eau augmente la réponse sismique.
- Le modèle **2ddl** est le modèle le plus approprié pour montrer le comportement de la partie active de l'eau.
- Le modèle **2ddl** étudié en utilisant les expressions de **Housner** et les recommandations de l'**Eurocode 8** sont très proches en termes de masses.
- Les résultats obtenus avec la petite hauteur de piscine sont petits par rapport à ceux des grandes hauteurs des réservoirs surélevés.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été doublé, apprendre à modéliser, calculer une structure en Béton Armé et analyser le comportement dynamique d'une piscine qui fait intervenir l'interaction fluide structure.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Références bibliographique

- [1] Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [2] Béton Armé aux Etats Limites **BAEL 91 modifié 99**
- [3] **Eurocode 8**. la Norme européenne EN 1998-1:2004 a le statut d'une norme française.
- [4] **R.Taleb et B.Eldjouzi** .Dimensionnement des voiles en BA,2008.
- [5] **BELAS .N et ICHELLITAN .L ZAIDI SOUAD** mémoire fin d'étude «Modélisation de l'interaction fluide structure par la méthode des éléments finis, Université A.Mira de Bejaia, 2013.
- [6] **L.REMDANI**. Investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur la réponse sismique des réservoirs de stockage. Thèse de magister, 2009.
- [7] **A.SEGHIR**. Contribution a la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. Application a l'étude des barrages poids en béton. Thèse de docteur, Université de BEJAIA et Université de Paris Est Marne- la- vallée, Novembre 2010.
- [8]-**H. KRAWINKLER**, (1998). Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering structure,vol: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering standford university U.S.A 1998.
- [9] **G W HOUSNER**. The dynamic behavior of water tank. N° 1, 1963, PP.381-387., 1963, Bulletin of the seismological society of America, vol.53.
- [10] **US Army** corps of engineers. Engineering and design, time history dynamic analysis on concrete hydraulic structures. 2003: s.n
- [11]. The dynamic behaviour of water tanks. **G.W.HOUSNER**. N°1,1963,PP.381-387., 1963, Bulletin of the seismological society of AMERICA, Vol. Vol.53.
- [12] **Bouchala.F et Issaadi.N**, Mémoire de fin d'étude «Modélisation des réservoirs surélevés », Université A.Mira de Bejaia, 2011.
- [13]. **LAURENT, DUCOUP**. Analyse sismique des réservoirs. s.l. : université de MARNE LA VALLEE, Master professionnel en Génie parasismique, 2004.

[14]. Kasa, A. Gareane I.Algreane Siti Aminah Osman Othman A.Karim Anuar. Behaviour of elevated concrete water.

[15]-R. LIVAOGLU, A. DOGANGUN, (2008). An investigation about the soil-structure interaction effects on sloshing response of the elevated tanks.The 14th World Conference on Earthquake Engineering. chine.

[16] George W.Housner, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 53, No. 2, pp. 381-387.California Institute of Technology February, 1963.