

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation
(R+8) contreventée par des voiles en béton armé.

Nom et Prénom de l'étudiant :

Aboamra Monera

Encadreur :

Mr. Meghezzi Ismail

Année universitaire : 2019-2020

إهداء

الحمد لله الذي بنعمه تتم الصالحات, وأخيراً رفعنا القبة إحتراماً لسنين مضت من الدراسة وفي طياتها الكثير من الصعوبات والتعب لكن لم نكف عن تحقيق أحلامنا وها نحن نحصد ثمارها.

إلى أعز الناس على قلبي, من وهبه الله الهيبة والوقار, من كلل العرق جبينه وشققت الأيام يديه, رمز الكفاح وعنوان النجاح, من حصد الأشواك عن دربي ليمهد لي طريق العلم وأراد دائماً أن يراني أفضل من الجميع وكان لي سنداً في جميع مراحل حياتي ووقف بجانبني حتى أحقق ذاتي وكل ما تمنى دون أن ينتظر أي مقابل, إلى من رفعت رأسي عالياً إفتخاراً بك, إلى أبي الغالي أطال الله في عمره.

إلى أميرة النساء, منبع العطاء والجود, الروح النقية الطاهرة, من جهدت وضحت لأجلي, كتمت الآلام حتى أسعد, ورقت عظامها حتى أقوى, من كانت دائماً تشجذالعزيمة والهمة داخلي, من تستقبلني بإبتسامة وتودعني بدعوة فدعاءها سر نجاحي والشمس التي تنير دربي, إلى ست الحبايب أُمي جزاها الله عني خير الجزاء في الدارين.

إلى من يمكنني أن أعتمد عليهم واللجوء إليهم وقت الشدائد وأجدهم دائماً بجانبني في كل الأحوال وتقاسمو معي عبء الحياة, من يمدوني القوة والأمان في لحظات ضعفي, إلى عزوتي وإخوتي وأخواتي.

أهديكم هذا العمل المتواضع ونجاحي وثمره تعبني لكي أدخل على قلوبكم شيئاً من السعادة.

كما أهدي ثمرة اجتهادي الى اصدقائي الرائعون فلو غبتم عن ناظري يوماً
فأنتم في القلب، أذكر أيام الشدائد حينما لم تفارقوني بل كنتم خير عون
وسند وناصح ما أجمل تلك الأيام بكل ما فيها فلقد كنتم كالسكر الذي
يذهب مرارة العيش ويسلي النفس ويشد من ازرها.

ولا استطيع أن أنسى وطني فلسطين الذي لم أعرفه إلا من كلام أجدادي
عنه، أدعو الله أن يحرره ويعيده لنا قريباً، فأفضل هدية أقدمها لوطني
هي تفوقي بالدراسة لأقدم كل ما بوسعي له ولن أبخل بما تعلمت.

وإلى بلد المليون ونصف مليون شهيد إلى جزائري الحبيب الوطن الذي
عشت به وعاش بي.

إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل.

شكر وتقدير شكر وتقدير

الحمد لله الذي ساعدني على إنجاز هذا العمل وأنار لي طريقي وكان لي خير عون.

أتقدم بجزيل الشكر والإمتنان إلى أستاذي الفاضل مغزي إسماعيل الذي تفضل بالإشراف على هذه المذكرة، حيث قدم لي النصح والإرشاد طيلة فترة الإعداد لك مني كل الشكر والتقدير.

كما أتقدم بالشكر الى جميع أساتذتي على كل كلمة أو حرف تعلمته على أيديكم فلولا جهودكم لما كان للنجاح أي وصول ولما تحققت الأهداف.

وأشكر أيضاً صديقي حسام الوزير الذي طالما وقف بجانبني وكان لي خير عون طيلة السنوات الماضية.

ولا أنسى ان اشكر زملائي واصدقائي كنتم خير عون وسند وناصح، لكم تحية من القلب إلى القلب.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de projet.

I.1 Introduction	2
I.2 Description de l'ouvrage	2
I.3 Données de base.....	2
I.4 Caractéristiques des matériaux.....	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.

II.1 Pré-dimensionnement des éléments.....	10
II.2 Evaluation des charges	16
II.3 Descente des charges	19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction	27
III.2 L'Acrotère	27
III.3 L'escalier	32
III.4 La cage d'ascenseur	63
III.5 Etude des planchers	68

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1 Etude sismique	118
IV.2 Etude au vent.....	145

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Introduction	158
V.2 Ferrailage des poteaux.....	158
V.3 Ferrailage des poutres.....	173
V.4 Ferrailage des Voile.....	178

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	187
-------------------------	-----

VI.2	Etude du sol.....	187
VI.3	Etude de la longrine	188
VI.4	Etude des fondations.....	190
VI.5	Calcul du tassement	202
VI.6	Etude de la nervure	205
VI.7	Etude du voile périphérique	214
	Conclusion générale.....	220
	Bibliographie.	

Liste de tableau

Chapitre I : Présentation de projet.

Tableau I-1 Tableau Pour des calculs des résistances à la compression à j jours.	5
---	---

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II-1: Charge permanente du Plancher terrasse inaccessible en corps creux.	16
Tableau II-2: Charge permanente du Plancher étage courant en corps creux.	16
Tableau II-3: Evaluation des charges permanentes de dalle en BA.	17
Tableau II-4: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.	17
Tableau II-5: Charge permanente du Palier de repos.	18
Tableau II-6: Charge permanente du Paillasse (type 1).	18
Tableau II-7: Charge permanente du Paillasse (type 2).	19
Tableau II-8: Descente de charge du poteau intermédiaire.	20
Tableau II-9: Descente de charge du poteau de rive.	22
Tableau II-10: Tableau de vérification de poteau.	26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III-1: récapitulatif des résultats de la flexion composée de l'acrotère à l'ELU.	30
Tableau III-2: Les combinaisons d'action de l'escalier (type 1).	32
Tableau III-3: Les sollicitations pour l'escalier (type 1).	33
Tableau III-4: récapitulatif de calcul des armatures longitudinales d'escalier (type1).	34
Tableau III-5 : récapitulatif résultats des armatures longitudinales d'escalier (type1).	34
Tableau III-6: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'escalier (type 1).	35
Tableau III-7 : récapitulatif résultats des armatures de répartitions d'escalier (type 1).	38
Tableau III-8: Les combinaisons d'action de l'escalier (type 2).	39
Tableau III-9: Les sollicitations pour l'escalier (type 2).	40
Tableau III-10: récapitulatif de calcul des armatures longitudinales d'escalier (type2).	40
Tableau III-11: récapitulatif résultats des armatures longitudinales d'escalier (type2).	40
Tableau III-12: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'escalier (type 2).	41
Tableau III-13: Charge permanente du Paillasse d'escalier sur limon central.	45
Tableau III-14: Charge permanente du Palier de repos d'escalier sur limon central.	45
Tableau III-15: les combinaisons d'action d'escalier sur limon central.	46
Tableau III-16: Les sollicitations de l'escalier sur limon central.	46
Tableau III-17: récapitulatif de calcul des ferrailages d'un escalier sur limon central.	47
Tableau III-18 : récapitulatif résultats du ferrailage d'un escalier sur limon central.	48
Tableau III-19: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'un escalier sur limon central.	48
Tableau III-20: charge permanent de la table d'un escalier sur limon central.	49
Tableau III-21: Les sollicitations de la table d'un escalier sur limon central.	50
Tableau III-22: : récapitulatif de calcul des ferrailages de la table d'un escalier sur limon central.	50
Tableau III-23: récapitulatif résultats du ferrailage de la table d'un escalier sur limon central.	50

Tableau III-24: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de la table d'un escalier sur limon central.	51
Tableau III-25: Charge permanent de palier de repos d'un escalier sur limon central.	52
Tableau III-26 : récapitulatif des moments de palier de repos d'un escalier sur limon central.	53
Tableau III-27: récapitulatif de calcul des ferrailages de palier de repos d'un escalier sur limon central.	53
Tableau III-28: récapitulatif résultats du ferrailage de palier de repos d'un escalier sur limon central.	54
Tableau III-29: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de palier de repos d'un escalier sur limon central.	54
Tableau III-30: Les sollicitations de poutre palier.	58
Tableau III-31: Récapitulatif calcul des ferrailages de poutre palier.	59
Tableau III-32: Récapitulatif résultats du ferrailage de la poutre palier.	59
Tableau III-33: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de la poutre palier.	59
Tableau III-34: les sollicitations d'une dalle d'ascenseur.	64
Tableau III-35: récapitulatif calcul des ferrailages d'une dalle d'ascenseur à l'ELU.	65
Tableau III-36: récapitulatif résultats du ferrailage d'une dalle d'ascenseur.	65
Tableau III-37: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'ascenseur.	66
Tableau III-38 : récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.	72
Tableau III-39: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.	72
Tableau III-40 : récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.	74
Tableau III-41: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELS de plancher terrasse.	76
Tableau III-42: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELS plancher terrasse.	76
Tableau III-43: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELS de plancher terrasse.	78
Tableau III-44: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.	79
Tableau III-45: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.	79
Tableau III-46: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.	80
Tableau III-47: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.	80
Tableau III-48: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.	81
Tableau III-49: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.	81
Tableau III-50: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.	84
Tableau III-51: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.	85

Tableau III-52: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.	86
Tableau III-53: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.....	89
Tableau III-54: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.....	89
Tableau III-55: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.	91
Tableau III-56: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.....	92
Tableau III-57: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.....	92
Tableau III-58: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.	93
Tableau III-59: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.....	93
Tableau III-60: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.....	94
Tableau III-61: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.	94
Tableau III-62: Résultats final des sollicitations de plancher.....	95
Tableau III-63: Les sollicitations de plancher terrasse (Type 1).	95
Tableau III-64: calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher terrasse (Type 1).	96
Tableau III-65: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher terrasse (Type 1).....	96
Tableau III-66: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher terrasse (Type 1).	97
Tableau III-67: Les sollicitations de plancher terrasse (Type 2).	98
Tableau III-68: calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher terrasse (Type 2).....	98
Tableau III-69: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher terrasse (Type 2).....	99
Tableau III-70: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher terrasse (Type 2).	99
Tableau III-71: Les sollicitations de plancher étage courant (Type 1).....	100
Tableau III-72: Calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher étage courant (Type 1).	101
Tableau III-73: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher étage courant (Type 1).	101
Tableau III-74: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher étage courant (Type 1).	101
Tableau III-75: Les sollicitations de plancher étage courant (Type 2).....	103
Tableau III-76: Calcul les armatures longitudinales de plancher étage courant (Type 2).....	103
Tableau III-77: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher étage courant (Type 2).	103
Tableau III-78: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher étage courant (Type 2).	103
Tableau III-79: Calcul de ρ de la dalle pleine.....	108
Tableau III-80: Calcul les moments de la dalle pleine à l'ELU.	108
Tableau III-81: Calcul les moments de la dalle pleine à l'ELS.....	109
Tableau III-82: Les moments en travée suivant x de la dalle pleine.	109
Tableau III-83: Les moments sur appuis suivant x de la dalle pleine.	110

Tableau III-84: Les moments en travée suivant y de la dalle pleine.	110
Tableau III-85: Les moments sur appuis suivant y de la dalle pleine.	111
Tableau III-86: Les sollicitations de la dalle pleine.	111
Tableau III-87: récapitulatif de Calcul des ferrailages à l'ELU d'une dalle pleine.	112
Tableau III-88: récapitulatif résultats du ferrailage d'une dalle pleine.	112
Tableau III-89: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle pleine.	113
Tableau III-90: Calcul des ferrailages à l'ELU d'une dalle pleine.	114
Tableau III-91: récapitulatif résultats du ferrailage d'une dalle pleine.	115
Tableau III-92: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle pleine.	115

Chapitre IV : Etude dynamique

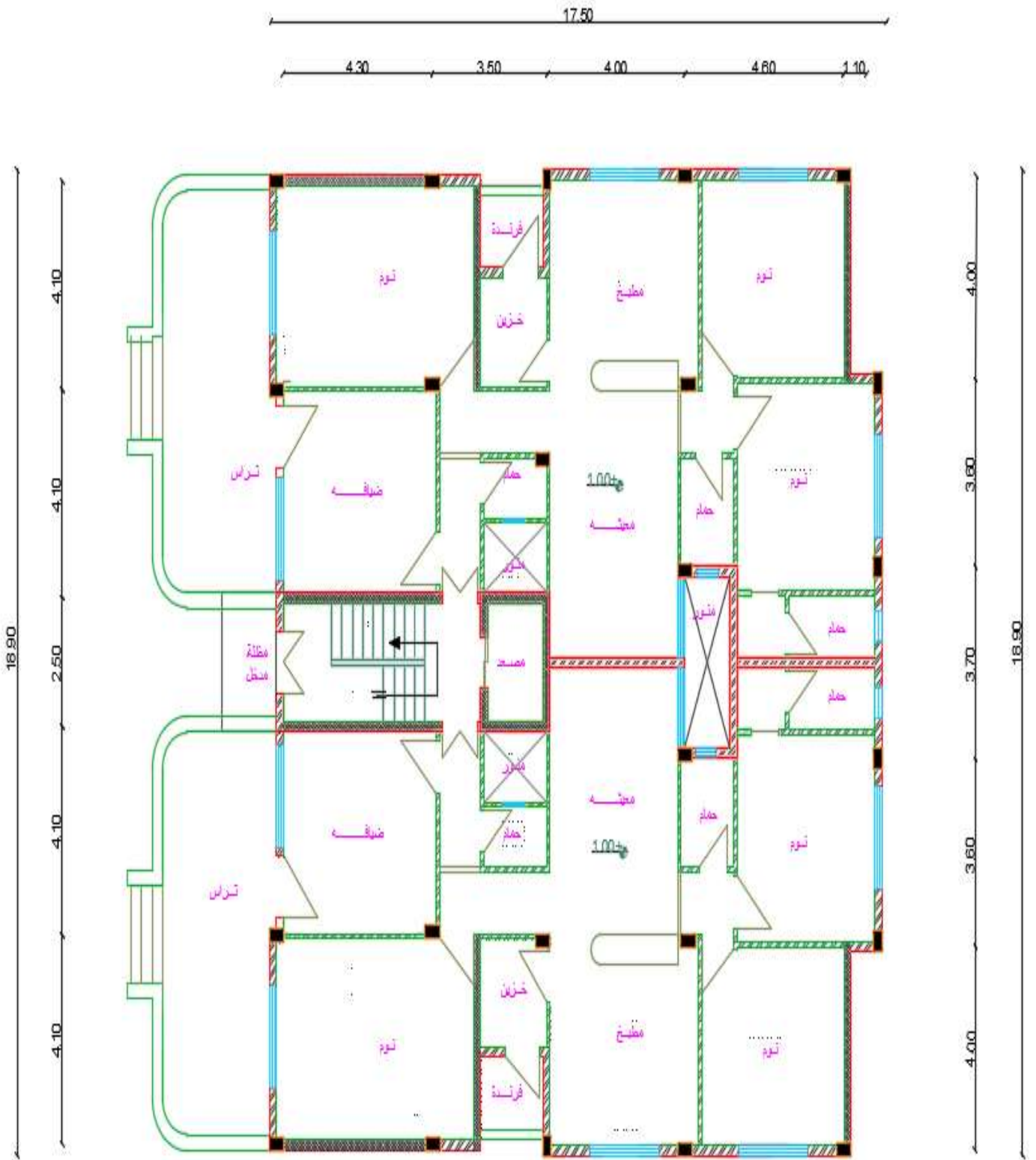
Tableau IV-1: Valeurs des pénalités P_q	122
Tableau IV-2: périodes et les factures de participation massique modale.	123
Tableau IV-3: périodes et les factures de participation massique modale.	126
Tableau IV-4: les résultats des charges verticales applique sur les voiles et les poteaux.	129
Tableau IV-5: Distribution des efforts tranchants (sens-x) au niveau de chaque étage.	129
Tableau IV-6: Distribution des efforts tranchants (sens-y) au niveau de chaque étage.	130
Tableau IV-7: les résultats des efforts tranchant à la base.	130
Tableau IV-8: les résultats de la masse totale de la structure.	132
Tableau IV-9: récapitulatif de calcul la force sismique par rapport à la méthode statique equivalent.	132
Tableau IV-10: les résultats des Distribution des forces sismiques (sens-X) au niveau de chaque étage.	134
Tableau IV-11: les résultats des Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.	135
Tableau IV-12: Les déplacements du aux force sismiques au sens (X-X).	137
Tableau IV-13: Les déplacements du aux force sismiques au sens (Y-Y).	137
Tableau IV-14: Vérification a L'effet (P- Δ) sens (X-X).	138
Tableau IV-15: Vérification a L'effet (P- Δ) sens (Y-Y).	139
Tableau IV-16: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens (x-x).	140
Tableau IV-17: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens y-y.	140
Tableau IV-18: Effort normal de compression (sens X).	141
Tableau IV-19: Effort normal de compression (sens Y)	142
Tableau IV-20: Caractéristiques Massique de la Structure.	144
Tableau IV-21: L'excentricité accidentelle des étages.	144
Tableau IV-22: : Tableau des Valeurs du coefficient d'exposition au vent ($C_{e(z)}$).	149
Tableau IV-23: Valeurs de la pression dynamique de référence.	149
Tableau IV-24: valeurs de la pression dynamique (q_{dyn}).	150
Tableau IV-25: valeurs du coefficient de pression extérieure ($C_{pe.10}$) dans le sens V1.	151
Tableau IV-26: valeurs du coefficient de pression extérieure ($C_{pe.10}$) dans la sens V2.	152
Tableau IV-27: valeurs du Coefficients de pression extérieure des toitures plates.	154
Tableau IV-28: Valeurs du coefficient de pression de vent (C_p).	154
Tableau IV-29: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	156
Tableau IV-30: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	157
Tableau IV-31: Comparaison des résultats obtenus dus aux actions du vent à celle du séisme.	157

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

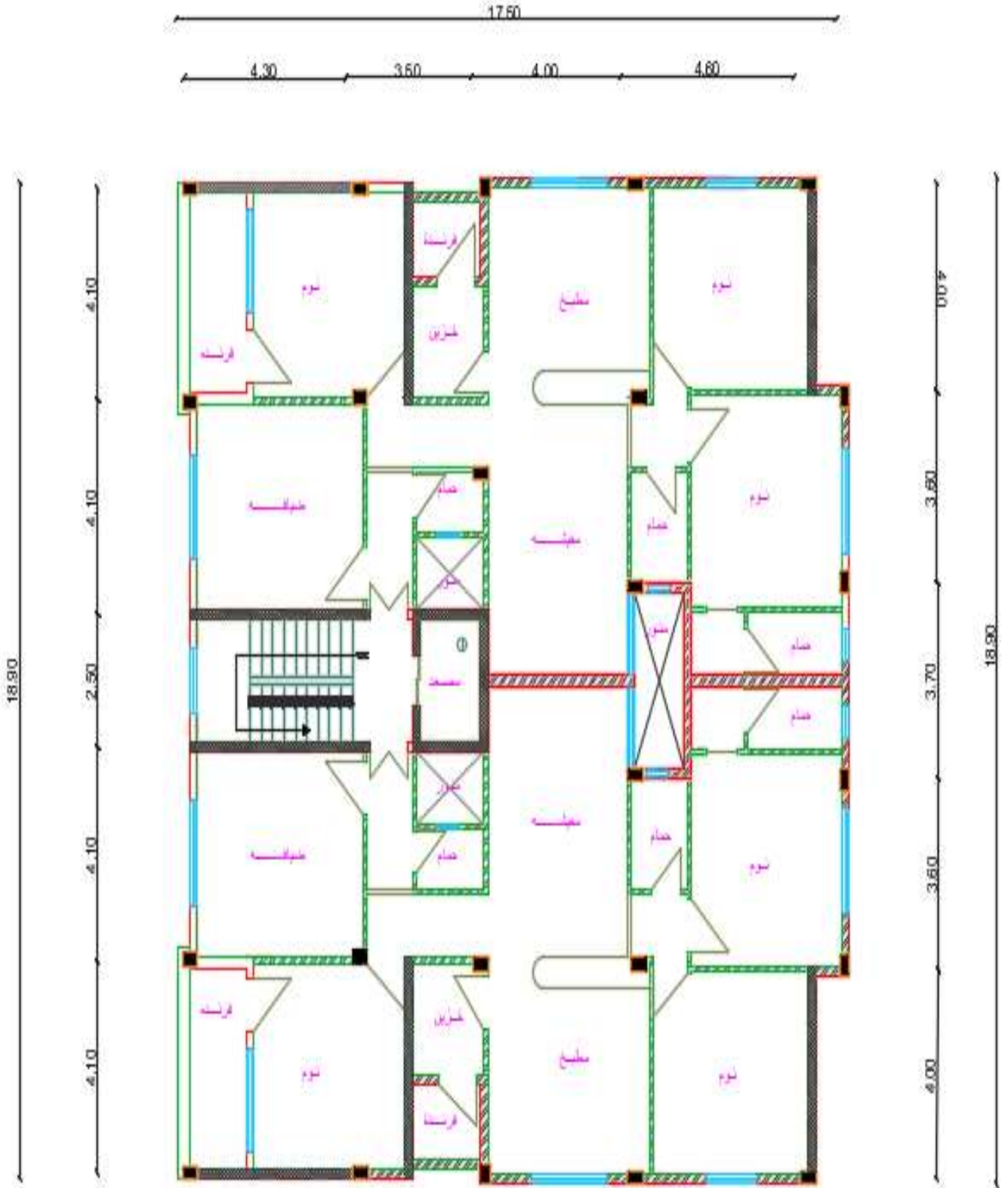
Tableau V-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.	159
Tableau V-2: Récapitulatif des valeurs des efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables.	161
Tableau V-3: récapitulatif des résultats armature longitudinal adopte.	168
Tableau V-4: Résultats des moments donnés par Robot.	173
Tableau V-5: récapitulatif de calcul des ferrailages à l'ELU d'une poutre.	175
Tableau V-6: récapitulatif des résultats armature longitudinal adopte d'une poutre.	175
Tableau V-7: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'une poutre.	176
Tableau V-8: les sollicitation d'une voile.	183

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

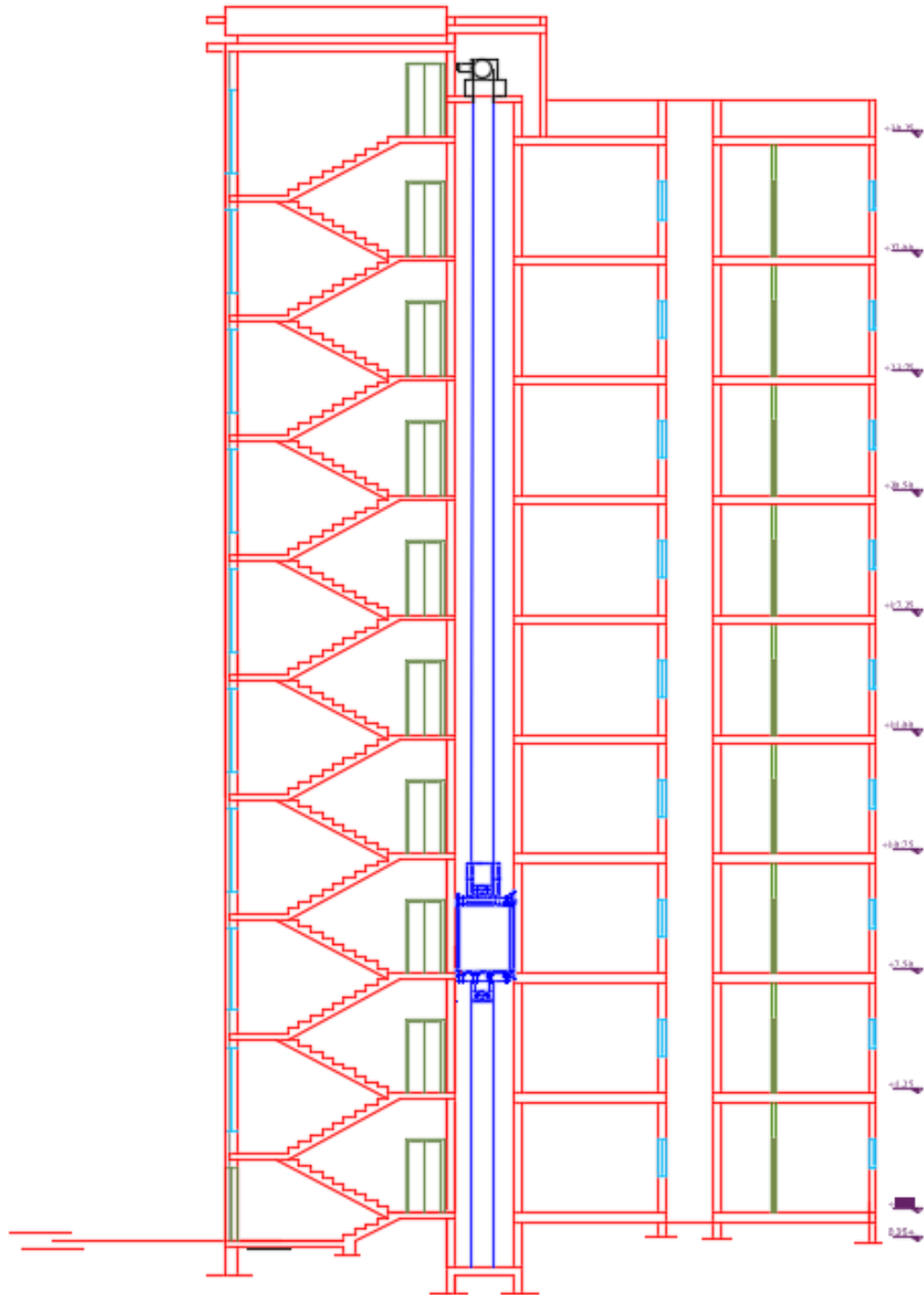
Tableau VI-1: Récapitulatif résultats du ferrailage des longrines.	189
Tableau VI-2: Résultats de calcul de la stabilité du radier.	195
Tableau VI-3: récapitulatif résultats de la vérification au non soulèvement des fondations (0.8G-E).	195
Tableau VI-4: Moments fléchissant dans le radier.	196
Tableau VI-5: Récapitulatif de calcul des sollicitations.	197
Tableau VI-6: récapitulatif de calcul du ferrailage de la dalle de radier à l'ELU.	197
Tableau VI-7 : Récapitulatif de calcul du ferrailage de la dalle de radier à l'ELS.	198
Tableau VI-8 : Récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle de radier.	198
Tableau VI-9: : Récapitulatif des résultats du ferrailage de débord du radier.	200
Tableau VI-10: récapitulatif résultats de tassement de consolidation primaire.	204
Tableau VI-11: récapitulatif des résultats de la charge équivalent applique sur les nervures sens (X-X).	206
Tableau VI-12: récapitulatif des résultats de la charge équivalent applique sur les nervures sens (Y-Y).	206
Tableau VI-13: récapitulatif de calcul des ferrailages de la nervure à l'ELU.	209
Tableau VI-14: récapitulatif de calcul des ferrailages de la nervure à l'ELS.	209
Tableau VI-15: récapitulatif des résultats des armatures adopté de la nervure.	210
Tableau VI-16: Moments fléchissant dans le voile périphérique.	216
Tableau VI-17: Les sollicitations d'un voile périphérique.	216
Tableau VI-18: Récapitulatif de calcul des Ferrailages de voile périphérique à l'ELU.	217
Tableau VI-19: récapitulatif des résultats des armatures adopté du voile périphérique.	217
Tableau VI-20: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'une voile périphérique.	218



PLAN RDC



PLAN ETAGES COURANTS



Coupe A-A

Introduction générale

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8), est situé en Jordanie, que nous calculerons selon les règles algériennes.

Nos trois premiers chapitres se résumes au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Robot structural analysis, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI .

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre I

PRESENTATION DE PROJET

I. Présentation de projet.

I.1 Introduction :

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2 Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+8) sans sous sol a usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en zone IIa (wilaya de Annaba), de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).

On va étudier un bâtiment constitué de

- La hauteur de rez de chaussée =3.25m
- La hauteur des étages courants =3.25m
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère $H=29.25m$
- Longueur totale du bâtiment $L=18.9m$
- Largueur totale du bâtiment $B=17.5m$
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S_3 .
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm}= 1.70 \text{ bar}$.

I.3 Données de bas :

I.3.1 Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- Réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

I.3.2 Indications générales sur les règles BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Le règlement BAEL91 basé sur la théorie des états limites.

a) Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portant de la construction soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

Hypothèses de calcul:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
 - Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
 - Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
 - Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

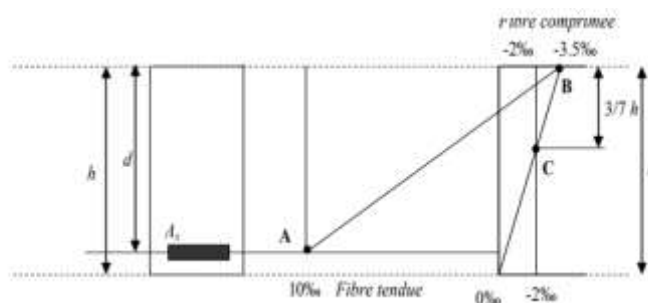


Figure I-1: Diagramme des déformations limites de la section.

b) Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $P_s = G + Q$

Hypothèses de calcul:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n =15$).

I.3.3 Indications générales sur les règles RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- ✓ Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- ✓ Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- ✓ Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

I.4.1 Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

a) composition du béton:

La composition ordinaire d' 1m³ de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA 32.5.
- 400 L de sable (D_s <5 mm).
- 800 L de gravillon (5 mm < D_g < 25 mm).
- 175 L d'eau.

b) La masse volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre 2200 kg/m³ et 2400 kg/m³. On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m³.

c) Résistance caractéristique à la compression f_{cj}: (BAEL91 art A.2.1 ,11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres de béton Ø16x32 cm. La section S est de 200 cm² dans le laboratoire.

Pour nos calculs, on prendra : **f_{c28} = 25 MPa.**

On se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} donnée par :

Tableau I-1 Tableau Pour des calculs des résistances à la compression à j jours.

f_{cj}	f_{c28} ≤ 40 MPa	f_{cj}	40 MPa < f_{c28} < 60 MPa
j < 60	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28}$	J ≤ 28	$\frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28}$
j ≥ 60	1.10 f_{c28}	28 < j < 60	Béton à Haute Résistance, voir (B.A.E.L. A.2.1,11)

➤ **Contraintes limites :**

1. à l'ELU : est notée f_{bu} tel que :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il est fixé à 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$, on trouve :

$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$f_{bu} = 18.5\text{MPa}$ en situation accidentelle.

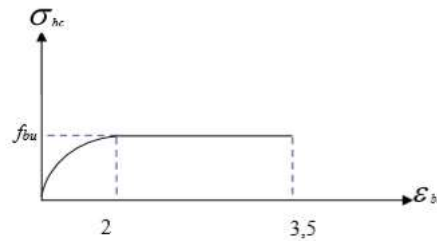


Figure I-2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à l'ELS : est donné par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

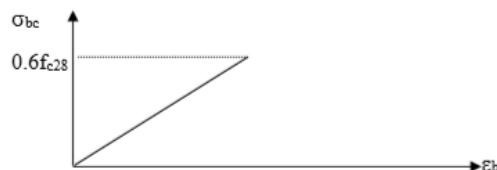


Figure I-3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

d) Résistance caractéristique à la traction f_{ij} : (BAEL91 art A.2.1 ,12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{ij}=0.6+0.06f_{cj}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

On aura : $f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$.

e) Déformation du béton :

e.1. Déformation longitudinale (A.2.1, 2)

On distingue:

- Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures) (symbole E_{ij}) :

$$E_{ij}=11000 f_{cj}^{1/3}(\text{MPa})$$

On aura : $E_{ij}(25)=32164.2\text{MPa}$

- le module de déformation différée (longue durée d'application) (symbole E_{vj}) :

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

On aura : $E_{vj}(25)=10818.86\text{MPa}$

e.2. Déformation transversale (A.2.1, 2)

Le coefficient de Poisson est pris égal à:

- $\nu = 0,20$ pour la justification aux E.L.S. (section non fissurée)
- $\nu = 0$ dans le cas des E.L.U (section fissurée).

I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone. Le pourcentage de Carbone est de 0,5% à 2%, et en fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités. Leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone. Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes :

- Acier Ha FeE400 ($f_e=400$ MPa), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ($f_e= 235$ MPa), pour les armatures transversales.
- Acier TSL ($f_e=500$ MPa), pour les treillis soudés.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa

a. Contraint limite de l'acier :

➤ Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant (BAEL91 art A.2.2,2), avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left[\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$$

$\bar{\sigma}_s$: contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ;

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

En situation durable ou transitoire : ($\gamma_s = 1,15$) $\rightarrow \bar{\sigma}_s = 348$ MPa.

En situation accidentelle : ($\gamma_s = 1$) $\rightarrow \bar{\sigma}_s = 400$ MPa.

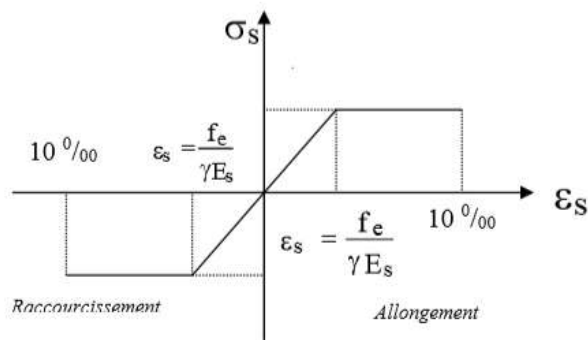


Figure I-4: Diagramme contraintes déformations.

➤ Contrainte à ELS: (BAEL91 art A.4.5.33)

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$ (MPa).
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; \text{max}(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$ (MPa).
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} 0.8 (2/3f_e ; \text{max}(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$ (MPa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration ;

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ Contrainte tangente limite ultime:(BAEL91 art A-5-1.2).

-Cas de l'armature transversale droit ($\alpha=90^\circ$).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$.
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$.

-Cas des armatures inclinés à 45° : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7MPa \right]$.

-Cas des dalles : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right]$, (art, A.4.5.2,2).

b. Coefficient d'équivalence :

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

Avec :

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre II

*PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS ET DESCENTE DES
CHARGES*

II. Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.

II.1 Pré-dimensionnement des éléments:

II.1.1 Introduction:

Le Pré Dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton en respectant les règlements RPA99version2003 et BAEL91.

II.1.2 Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire et seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et vérifiées par la suite selon le [RPA99.V.2003].

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutre :

- Poutres principales (porteuses) : ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
 - Poutres secondaires (chainages) : ce sont disposées parallèlement aux poutrelles.
- Dans ce projet on à seulement les poutres principale dans les deux directions.

Poutres principale (porteuses):

➤ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) L_{max} \quad \text{Avec: } L_{max} = \textit{plus grande portée dans le sens considéré}$$

$$L_{max} = 4.60m$$

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) \times 460 \Rightarrow h = (28.75 \div 46)$$

On prend: h=40cm.

Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prend: b=30cm.

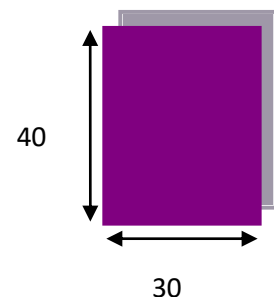


Figure II-1 : Coupe transversale d'une poutre.

➤ Vérification les conditions de RPA 2003(article 7.5.1) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifié.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifié.} \\ h/b \leq 4.0 \longrightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifié.} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées, on prend une **poutre principale (30×40) cm²**.

II.1.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettrez aux fondations.

➤ Selon les règles (BAEL91) on a :

$$L_f = 0.7l_0$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.64 \frac{l_f}{b}, \quad \lambda_y = 3.64 \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times (325 - 40) = 199.5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 3.64 \frac{199.5}{b} \leq 70 \\ \lambda_y = 3.64 \frac{199.5}{h} \leq 70 \end{array} \right. \Rightarrow b=h \geq 10.37$$

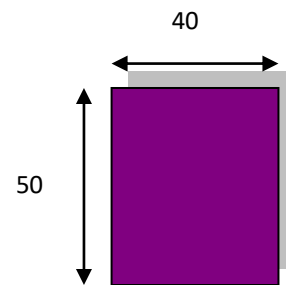


Figure II-2: Coupe transversale d'un poteau.

Alors on prend $(b \times h) = (50 \times 60)$.

➤ vérification les règles (RPA 2003 Article 7.4.1) :

Pour la zone sismique IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(50, 60) > 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié.} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \longrightarrow \text{Min}(50, 60) > 285/20 = 14.25 \longrightarrow \text{Condition vérifié.} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 0.83 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifié.} \end{array} \right.$$

Donc on prend une section de $(50 \times 60) \text{ cm}^2$.

Remarque :

La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux.

II.1.4 Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de[RPA 99]. Les voiles sont défini comme étant pleins, les charges prises en compte dans le pré-dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

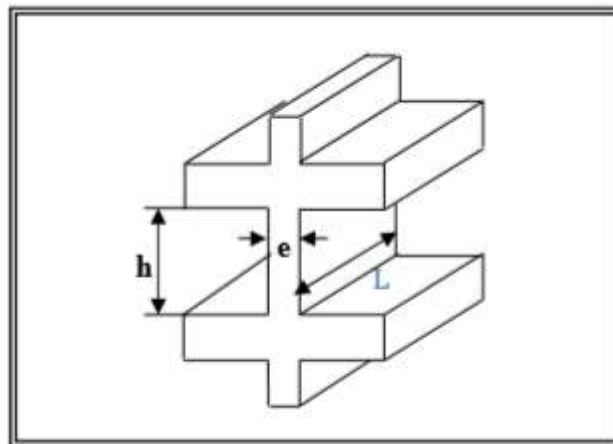


Figure II-3: coupe de voile en élévation.

$$h=325-40=285\text{cm}$$

$$e > \frac{h}{20} \Rightarrow \frac{285}{20} = 14.25$$

On prend $e=15\text{cm}$

$$L_{\min} \geq 4e \rightarrow 285 > 4 \times 15 = 60\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

II.1.5 Les planchers :

II.1.5.1 Planchers à corps creux:

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rive.

- Condition de flèche :(BAEL91 art B.6.8, 424)

La rigidité n'est pas valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est ou moins égal à 1/22.5.

Donc : $ht \geq L/22.5$

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle (L=410cm)

$ht \geq 410/22.5=18.22$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale **ht=20cm**.

Soit un plancher (16+4) cm avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm corps creux.} \\ 4\text{cm dalle de compression} \end{array} \right.$$

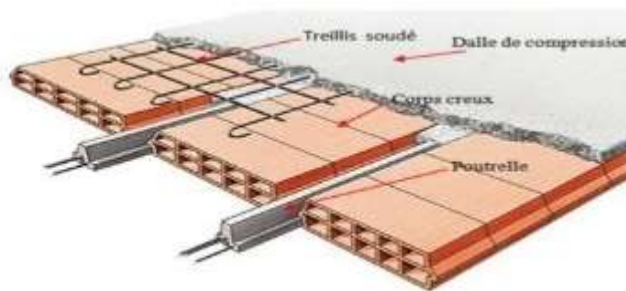


Figure II-4: plancher à corps creux.

- Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit $b_0=10$ cm.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : la distance entre nus de deux nervures.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1=27.5$

$b=2b_1+b_0= (2 \times 27.5)+10=65$ cm.

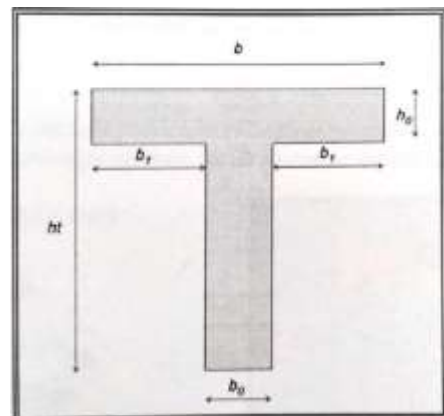


Figure II-5: Coupe transversale d'une poutrelle.

II.1.5.2 Dalle pleine en béton armé:

C'est une plaque mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

1. Résistance au feu:

D'après [BEAL 91]:

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On choisi l'épaisseur pour deux heures donc on admet que : $e = 15$ cm

2. Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux cotés : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable) Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 4.00$ m

$$\text{Ceci engendre donc : } \frac{400}{50} \leq e \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8 \leq e \leq 10$$

On prend : $e = 15$ cm

II.1.6 Les escaliers:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Dans notre structure on a deux type d'escalier droit.

- Hauteur de la marche et la contre marche :

On a :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

D'après la formule de **BLONDEL** :

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

$$g+2h=30+2 \times 17=64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

L'escalier est confortable.

➤ Nombre des contres marches :

1^{er} type

$$n=he/h \rightarrow n=75/17 \rightarrow n=5 \text{ contre marches.}$$

2^{eme} type

$$n=he/h \rightarrow n=325/17 \rightarrow n=20 \text{ contre marche entre chaque étage.}$$

Donc on prend 2 volées \rightarrow 10 contre marche pour chaque volée.

➤ Longueur de volée « L » :

1^{er} type

$$L=(5-1) \times 30=120\text{cm} \rightarrow L=1.20\text{m}$$

2^{eme} type

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

$$L=(10-1) \times 30=270\text{cm} \rightarrow L=2.70\text{m}$$

➤ Longueur de palier de repos « l » :

$$\text{La longueur } =5.70\text{m}$$

$$l=5.70-2.70=3.00\text{m}$$

On prend 2 paliers : 1.50 m

➤ L'emmarchement « E »

$$b= 2.3\text{m}$$

$$E=1.1\text{m}$$

➤ L'épaisseur de la paillasse et palier :

1^{er} type :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{270}{30} \leq e \leq \frac{270}{25} = (9 \leq e \leq 10)$$

On prend $e=14\text{cm}$.

2^{eme} type :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{570}{30} \leq e \leq \frac{570}{25} = (19 \leq e \leq 22.8)$$

On prend $e=19\text{cm}$.

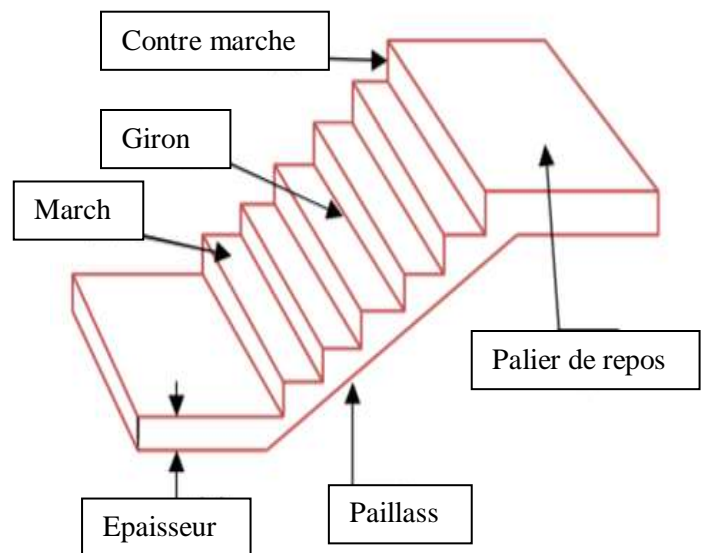


Figure II-6: Description d'escalier.

II.2 Evaluation des charges:

II.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

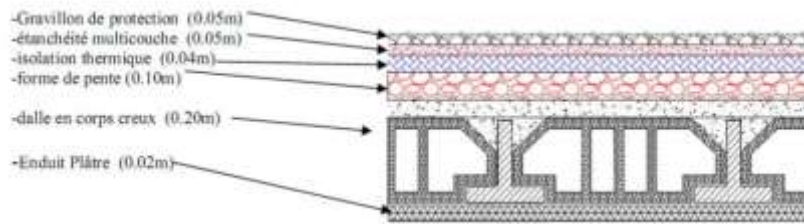


Figure II-7: Schéma d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-1: Charge permanente du Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Protection gravillons	0.05	20	1.00
Etanchéité Multicouche	0.05	6	0.30
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.10	22	2.20
Corps creux	0.20	-	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

G=6.66 KN/m²

Q=1.00 KN/m²

II.2.2 Plancher étage courant :

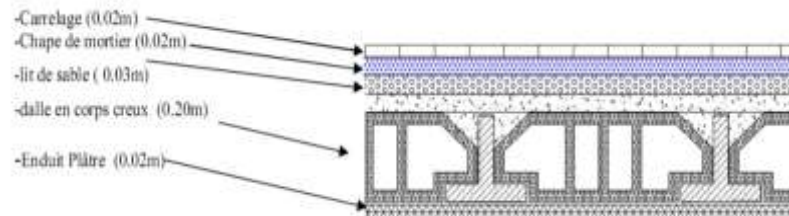


Figure II-8: Schéma d'un plancher étage courant.

Tableau II-2: Charge permanente du Plancher étage courant en corps creux.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Corps creux	0.20	-	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons	0.10	10	1.00

G=5.38 KN/m²

Q=1.50 KN/m²

II.2.3 Dalle pleine :

Tableau II-3: Evaluation des charges permanentes de dalle en BA.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons	0.10	10	1.00

G=6.33 KN/m²

Q=1.50 KN/m²

II.2.4 Murs extérieurs:

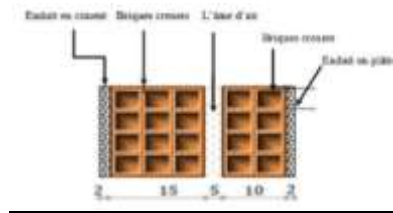


Figure II-9: Schéma du mur extérieur.

Tableau II-4: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuses	0.15	-	1.3
Lame d'air	0.05	-	0.90
Brique creuses	0.10	-	-
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

G=2.76 KN/m²

II.2.5 L'acrotère :

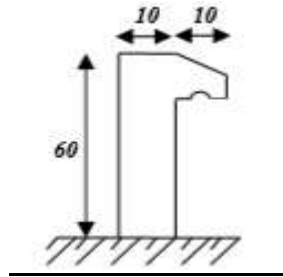


Figure II-10: Schéma de l'acrotère.

$$S = (0.03 \times 0.10 \times 0.5) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0,0685m^2$$

$$P_{propre} = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125KN/ml$$

Enduit en ciment=2cm → poids de l'enduit= $0.02 \times 20 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN/ml$.

Charge permanente : $G_{total} = 1.7125 + 0.24 = 1.9525KN/ml$

Charge d'exploitation : $Q = 1.00KN/m^2$

II.2.6 L'escalier :

- Palier de repos

Tableau II-5: Charge permanente du Palier de repos.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine BA	0.19	25	4.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

G=6.15 KN/m²

Q=2.5 KN/m²

- Paillasse

Type 1 :

Tableau II-6: Charge permanente du Paillasse (type 1).

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
paillasse	0.19/cos32.01	25	5.6
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Grande corps	-	-	0.15

$G=8.85 \text{ KN/m}^2$

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Type 2 :

Tableau II-7: Charge permanente du Paillasse (type 2).

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids de marche paillasse	0.17/2	22	1.87
Enduit de plâtre	0.19/cos31.04	25	5.54
Grande corps	0.02	10	0.20
	-	-	0.15

$G=8.8 \text{ KN/m}^2$

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

II.3 Descente des charges :

La descente de charge est l’opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu’à la fondation.

Les charges considérées concentrées concernant les charges permanentes et les charges d’exploitations, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

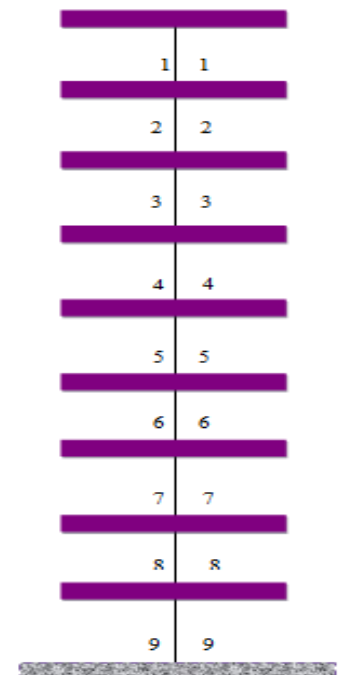


Figure II-11: Schéma statique de la descente charge.

➤ Poteau intermédiaire :

$$S_G = 14.49 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{ter}} = 16.88 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{et}} = 16.58 \text{ m}^2$$

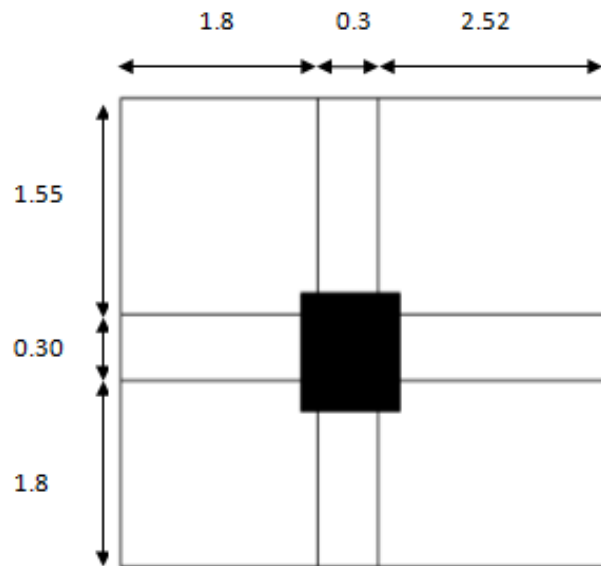


Figure II-12: Surface afférente du poteau intermédiaire.

Tableau II-8: Descente de charge du poteau intermédiaire.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 6.66×14.49	96.51	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$	13.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$	10.05	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
	surcharge= 1×16.88		16.88
	Total	143.94	16.88
2-2	venant 1 – 1	143.94	16.88
	Plancher étage courant = 5.38×14.49	77.96	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$	13.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$	10.05	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
surcharge= 1.5×16.58		24.87	
	Total	269.33	41.75
3-3	venant 2 – 2	269.33	41.75
	Plancher étage courant = 5.38×14.49	77.96	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$	13.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$	10.05	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
surcharge= 0.9×24.87		22.38	
	Total	394.72	64.13
4-4	venant 3 – 3	394.72	64.13
	Plancher étage courant = 5.38×14.49	77.96	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$	13.00	

	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.8×24.87	10.05 24.38	19.9
	Total	520.11	84.03
5-5	venant 4 – 4	520.11	84.03
	Plancher étage courant = 5.38×14.49 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.7×24.87	77.96 13.00 10.05 24.38	17.41
	Total	645.5	101.44
6-6	venant 5 – 5	645.5	101.44
	Plancher étage courant = 5.38×14.49 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.6×24.87	77.96 13.00 10.05 24.38	14.92
	Total	770.89	116.36
7-7	venant 6 – 6	770.89	116.36
	Plancher étage courant = 5.38×14.49 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.5×24.87	77.96 13.00 10.05 24.38	12.44
	Total	896.28	128.8
8-8	venant 7 – 7	896.28	128.8
	Plancher étage courant = 5.38×14.49 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.5×24.87	77.96 13.00 10.05 24.38	12.44
	Total	1021.67	141.24
9-9	venant 8 – 8	1021.67	141.24
	Plancher étage courant = 5.38×14.49 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4.33 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 3.35 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ surcharge= 0.5×24.87	77.96 13.00 10.05 24.38	12.44
	Total	1147.06	153.68

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1147.06 + 1.5 \times 153.68 = 1779.1 \text{ KN}$$

⇒ $N_{ser} = G+Q$

$N_{ser} = 1147.06+153.68= 1300.74KN$

➤ Poteau de rive :

$S_G = 7.4 \text{ m}^2$

$S_{Qter} = 796 \text{ m}^2$

$S_{Qet} = 7.66 \text{ m}^2$

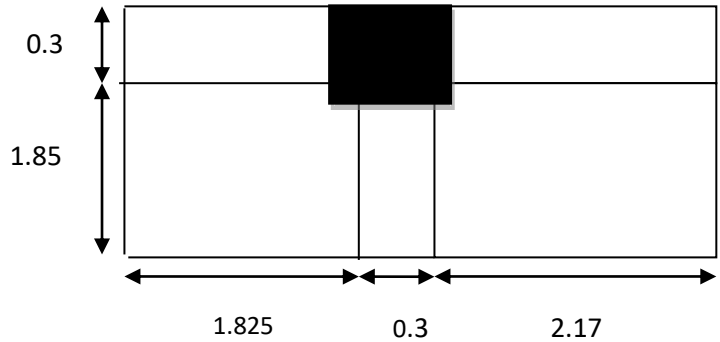


Figure II-13: Surface afférente du poteau de rive

Tableau II-9: Descente de charge du poteau de rive.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 6.66×7.4	49.28	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$	12.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$	5.55	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
	Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$	31.46	
	Acrotère= 1.9525×4.3	8.40	1
	surcharge= 1×7.96		7.96
	total	131.073	8.96
2-2	venant 1 - 1	131.073	8.96
	Plancher étage courant = 5.38×7.4	39.812	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$	12.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$	5.55	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
	Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$	31.46	
	surcharge= 1.5×7.66		11.49
	total	244.28	20.45
3-3	venant 2 - 2	244.28	20.45
	Plancher étage courant = 5.38×7.4	39.812	
	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$	12.00	
	poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$	5.55	
	Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	24.38	
	Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$	31.46	
	surcharge= 0.9×11.49		10.34
	total	357.48	30.79
4-4	venant 3 - 3	357.48	30.79
	Plancher étage courant = 5.38×7.4	39.812	

	poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$ surcharge= 0.8×11.49	12.00 5.55 24.38 31.46	9.19
	total	470.68	39.98
5-5	venant 4 - 4	470.68	39.98
	Plancher étage courant = 5.38×7.4 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$ surcharge= 0.7×11.49	39.812 12.00 5.55 24.38 31.46	8.04
	total	583.88	48.38
6-6	venant 5 - 5	583.88	48.38
	Plancher étage courant = 5.38×7.4 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$ surcharge= 0.6×11.49	39.812 12.00 5.55 24.38 31.46	6.89
	total	697.08	55.27
7-7	venant 6 - 6	697.08	55.27
	Plancher étage courant = 5.38×7.4 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$ surcharge= 0.5×11.49	39.812 12.00 5.55 24.38 31.46	5.75
	total	810.28	61.02
8-8	venant 7 - 7	810.28	61.02
	Plancher étage courant = 5.38×7.4 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$ Mur extérieure= $2.76 \times 2.85 \times 4$ surcharge= 0.5×11.49	39.812 12.00 5.55 24.38 31.46	5.75
	total	923.48	66.77
9-9	venant 8 - 8	923.48	66.77
	Plancher étage courant = 5.38×7.4 poutre principal x = $0.30 \times 0.40 \times 4 \times 25$ poutre principal y = $0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25$ Poteau = $0.50 \times 0.60 \times 3.25 \times 25$	39.812 12.00 5.55 24.38	

	Mur extérieure= 2.76×2.85×4 surcharge= 0.5×11.49	31.46	5.75
	total	1036.68	72.52

⇒ $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$N_u = 1.35 \times 1036.68 + 1.5 \times 72.52 = 1508.3 \text{ KN}$

⇒ $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = 1036.68 + 72.52 = 1109.2 \text{ KN}$.

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4, 1) :

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 : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- 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 ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-2)(b-2)$) [cm^2].

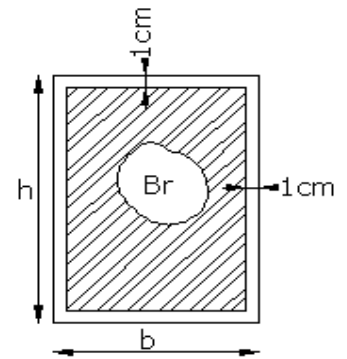


Figure II-14: Section réduite

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

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{0.7 \times 285}{50} = 13.81$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{0.7 \times 285}{60} = 11.50$$

$$\lambda = 13.81 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.81}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.82$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

$$B_r = (h-2)(b-2) = (60-2) \times (50-2) = 2784 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}\%, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 600}{100} = 600\text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+600)}{100} = 88\text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \%B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 600) = 2400 \text{ mm}^2$$

Alors : $A = \max (600, 2400) = 2400 \text{ mm}^2$

$$\bar{N}_u = 0.82 \times \left\{ \frac{278400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2400 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$\bar{N} = N = 4912.077 \text{ KN}$$

$$N_u = 1779.1 \text{ KN}$$

$\bar{N} > N_u$ Condition vérifié

Tableau II-10: Tableau de vérification de poteau.

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
1779.1	600	2400	2400	278400	4912.077	vérifiée

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre III

*CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES*

III. Calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2 L'Acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse .Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenances.

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base au niveau du plancher terrasse. Sollicitée en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et un moment de flexion de l'application de la charge F , exercée par la main courante, ou bien une force sismique.

Tel que : $F = \max (Q, F_p)$.

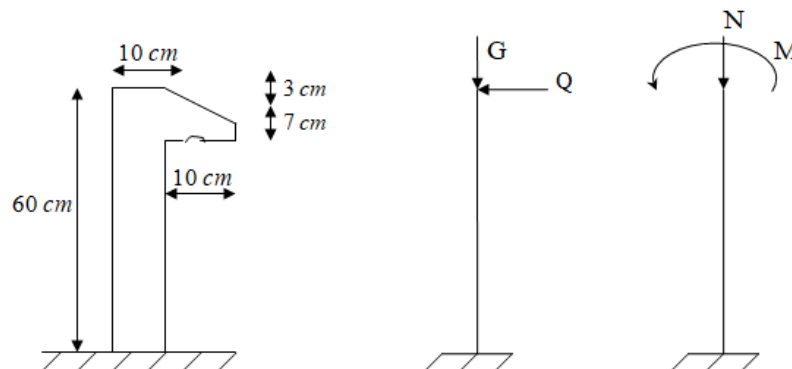


Figure III-1: Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) charge permanente:

$$G = 1.9525KN/m\ell$$

b) surcharge:

- D'après le *D.T.R.B.C 2.2* (charge permanente st charge d'exploitation) on peut tirer Q qui est utilisée notamment dans l'entretien, pour plancher terrasse inaccessible ou $Q = 1KN/m\ell$.

- D'après « R.P.A.99 version 2003 ». art 6.2, 3 concernant le calcul des forces horizontales F_p agissant sur les éléments non structuraux, elle est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4AC_pW_p \text{ tel que :}$$

A : coefficient d'accélération, dépend à la zone et le groupe d'usage.

Selon « RPA99 version 2003 ». Le tableau 4.1 avec (zone IIa, groupe d'usage 2) on a : $A=0,15$

C_p : facteur de force horizontale applicable aux éléments secondaires.

Selon « RPA99 version 2003 ». Le tableau 6.1, on a: $C_p=0,8$

W_p : poids de l'élément considéré.

$$\text{Donc } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9525 = 0.937 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où: } F = \max (F_p, Q) = Q$$

III.2.2 Sollicitation:

$$N_g = G = 1.9525 \text{ KN/ml}$$

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Combinaison d'action:

- ELU :

$$N_u = 1 \times N_g = 1.9525 \text{ KN/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- ELS:

$$N_{ser} = N_g = 1.9525 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.4 Calcul de ferrillage :

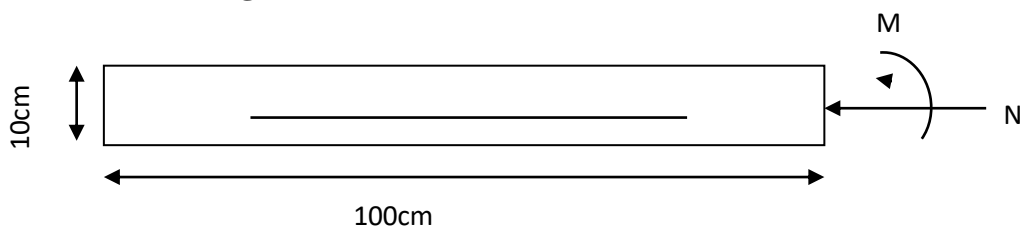


Figure III-2: Coupe de section de ferrillage.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100\text{cm}$ et de hauteur $h = 10\text{ cm}$ (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

- **Protection des armatures :**

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $C = 3\text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature (A7.1).

- **Armatures longitudinales:**

ELU :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.9525} = 0.46\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05\text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.46\text{ m} > h/2 = 0.05\text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1^u = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.9 + 1.9525 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.939\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.939 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (70)^2} = 0.013 < \mu\ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.994$$

$$A_1^u = \frac{M_1^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.939 \times 10^6}{348 \times 0.994 \times 70^2} = 0.39\text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.39 - \frac{1.9525 \times 10^6}{100 \times 348} = 0.56\text{cm}^2$$

Tableau III-1: récapitulatif des résultats de la flexion composée de l'acrotère à l'ELU.

M_1^u (KN.m)	μ	α	β	A_1^u (cm ²)	A(cm ²)
0.939	0.013	0.016	0.994	0.39	0.56

E.L.S :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.9525} = 0.31m$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.6 + 1.9525 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.639 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.639 \times 10^6}{15 \times 1000 \times (70)^2} = 0.0087$$

$$\alpha = 0.01 \quad ; \beta_1 = 0.996$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{0.639 \times 10^6}{201.63 \times 0.996 \times 70} = 0.45 cm^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$A_{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s} = 0.45 - \frac{1.9525 \times 10^3}{100 \times 201.63} = 0.35 cm^2$$

Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{adp} = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) \Rightarrow A = A^{min} = 0.84 cm^2$$

On adopte : $A^l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 1.41 cm^2$.

Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 MPa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right) A^l = (0.35 \div 0.705).$$

On adopte : $A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures :

$$A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.5 Schéma du ferrailage :

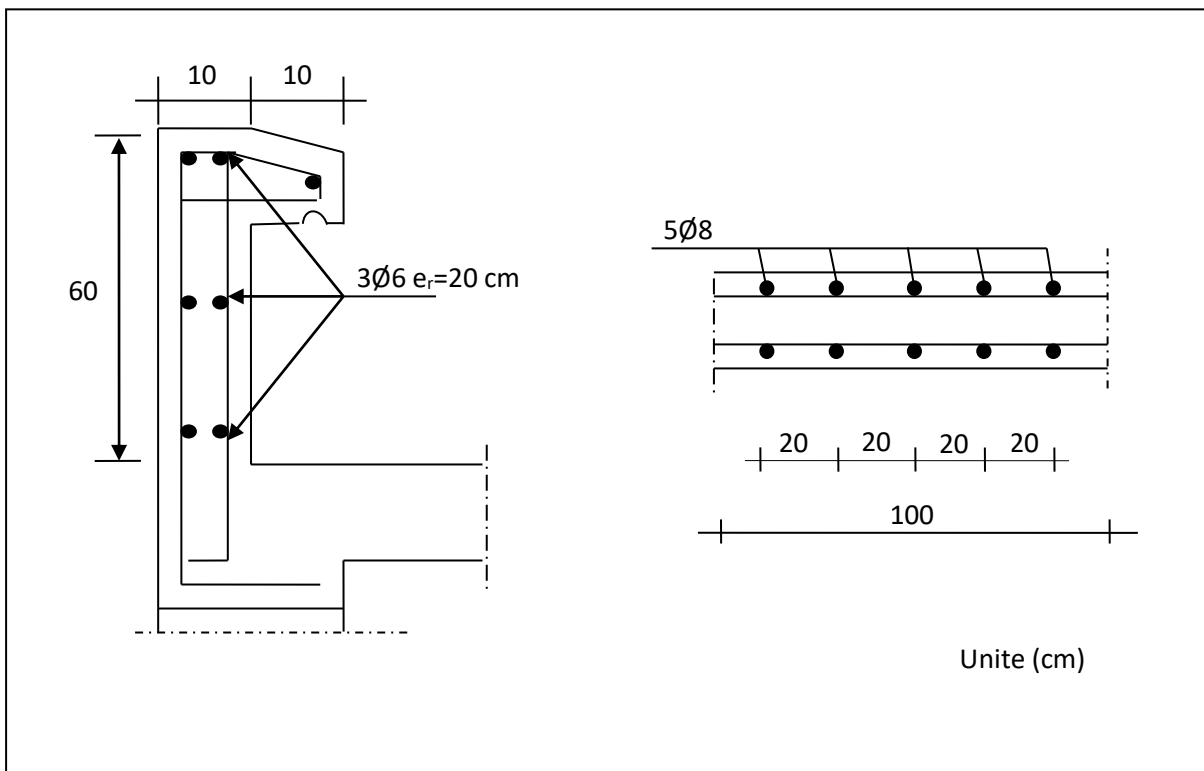


Figure III-3:Schéma du ferrailage.

III.3 L'escalier :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

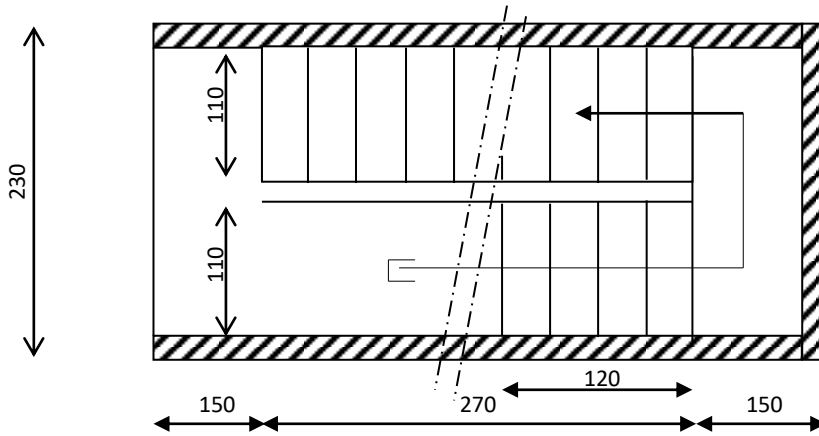


Figure III-4: Vue en plan pour l'escalier.

On a deux types d'escalier droit.

III.3.1 Type 1 :

III.3.1.1 Combinaison d'action:

Tableau III-2: Les combinaisons d'action de l'escalier (type 1).

	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$P_U(KN)$	$P_{ser}(KN)$
Paillasse				
Type1	8.85	2.5	15.7	11.35
Palier de repos	6.15	2.5	12.05	8.65

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.3.1.2 Les sollicitations:

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- ✓ La méthode des charges équivalentes.
- ✓ La méthode R.D.M.

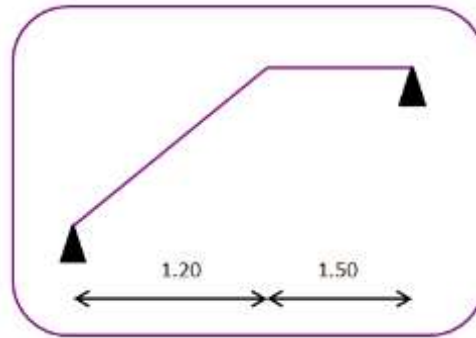


Figure III-5: Schéma de volée de l'escalier (type1).

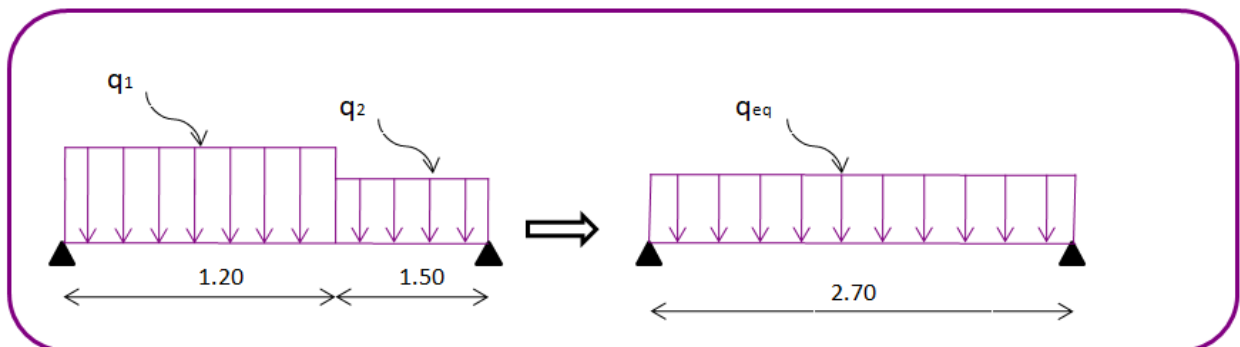


Figure III-6: Schéma statique de volée de l'escalier (type1).

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Les moments et l'effort Tranchant:

Moment isostatique: $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

Tableau III-3: Les sollicitations pour l'escalier (type 1).

	q_{eq} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN.m)
ELU	13.67	12.46	3.74	10.60	18.45
ELS	9.85	8.98	2.70	7.63	13.30

III.3.1.3 Calcul des ferrillages à l'ELU:

Armatures longitudinales:

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{L'enrobage : } c = 3 \quad e = 14 \text{ cm} \quad d = 11 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-4: récapitulatif de calcul des armatures longitudinales d'escalier (type1).

	M _u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Travée	10.6	0.062	0.08	0.968	2.86
Appuis	3.74	0.022	0.027	0.989	0.99

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A^1_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0.001bh$$

Tableau III-5 : récapitulatif résultats des armatures longitudinales d'escalier (type1).

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	2.86	1.33	1.4	2.86	6HA12=6.79
Appuis	0.99	1.33	1.4	1.44	6HA12=6.79

- ELS :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$.
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-6: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'escalier (type 1).

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.08	10.6	7.63	1.39	25	0.45	vérifier
Appuis	0.027	3.74	2.7	1.39	25	0.45	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.45 \times 10^3}{1000 \times 110} = 0.168 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.168 \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

- I. $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{270} = 0.0519 < \frac{10.6}{10 \times 12.46} = 0.0851$ (condition non vérifié).
- II. $\frac{A_{adt}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 11} = 0.006 < \frac{4.2}{400} \times 1000 = 10.5$ (condition vérifié).
- III. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{270} = 0.0519 > 0.0625$ (condition vérifié).

Les conditions non vérifié on va calcul la flèche

✚ Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 6.79 \times 11}{100 \times 14 + 15 \times 6.79} = 7.27 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 14 - 7.27 = 6.73 \text{ cm}$$

$$\delta = d - y_G = 11 - 7.27 = 3.73 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}(y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta A \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.27^3 + 6.73^3) + 15 \times 6.79 \times 3.73^2 = 24385.76 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 \times 11} = 0.0062$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0062} = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0062} = 1.35$$

Calcul du moment fléchissant à L' ELS :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{((G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillase} \times L_{paillase}))}{(L_{palier} + L_{paillase})}$$

$$g_{eq} = \frac{(6.15 \times 1.5) + (8.85 \times 1.2)}{1.5 + 1.2} = 7.35 \text{ KN/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{((G_{dalle \text{ pleine}} \times L_{palier}) + (\text{poids de paillase} + \text{poid de marche}) \times L_{paillase}))}{(L_{palier} + L_{paillase})}$$

$$J_{eq} = \frac{(4.75 \times 1.5) + ((5.60 + 1.87) \times 1.2)}{1.5 + 1.2} = 5.96 \text{KN/ml}$$

$$P = g_{eq} + Q = 7.35 + 2.5 = 9.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 g_{eq} l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7.35 \times 2.7^2}{8} = 5.70 \text{KN.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 J_{eq} l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5.96 \times 2.7^2}{8} = 4.62 \text{KN.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 P l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9.85 \times 2.7^2}{8} = 7.63 \text{KN.m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100\rho = 0.62 \Rightarrow \beta_1 = 0.8838 \text{ (Tableau BAEL83)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \beta_1 d} = \frac{5.70 \times 10^3}{6.79 \times 0.8838 \times 11} = 86.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \beta_1 d} = \frac{4.62 \times 10^3}{6.79 \times 0.8838 \times 11} = 69.99 \text{MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \beta_1 d} = \frac{7.63 \times 10^3}{6.79 \times 0.8838 \times 11} = 115.59 \text{MPa}$$

Inerties fictives (If) :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0062 \times 86.35 + 2.1} = 0.133$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0062 \times 69.99 + 2.1} = 0.042$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0062 \times 115.59 + 2.1} = 0.260$$

Donc :

$$I_{F_v}^g = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_g} = \frac{1.1 \times 24385.76}{1 + 1.35 \times 0.133} = 22741.16 \text{cm}^4$$

$$I_{F_i}^g = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_g} = \frac{1.1 \times 24385.76}{1 + 3.39 \times 0.133} = 18488.45 \text{cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_j} = \frac{1.1 \times 24385.76}{1 + 1.35 \times 0.042} = 25385.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^p} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_p} = \frac{1.1 \times 24385.76}{1 + 3.39 \times 0.26} = 14257.65 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche

On a $E_i=32164.2\text{MPa}$, $E_v=10818.86\text{MPa}$

$$F_v^g = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{F_v^g}} = \frac{5.7 \times 10^7 \times 2.7^2}{10 \times 10818.86 \times 22741.16} = 0.17 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{F_i^g}} = \frac{5.7 \times 10^7 \times 2.7^2}{10 \times 32164.2 \times 18488.45} = 0.07 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j l^2}{10E_v I_{F_v^j}} = \frac{4.62 \times 10^7 \times 2.7^2}{10 \times 10818.86 \times 25385.01} = 0.12 \text{ cm}$$

$$F_i^p = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{F_i^p}} = \frac{7.63 \times 10^7 \times 2.7^2}{10 \times 32164.2 \times 14257.65} = 0.12 \text{ cm}$$

Evaluation des flèches :

$$\Delta F_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g \leq F_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta F_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g = 0.1$$

$$\Delta F_t = 0.1 < F_{adm} = \frac{270}{500} = 0.54$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Tableau III-7 : récapitulatif résultats des armatures de répartitions d'escalier (type 1).

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.79	1.70	6 ϕ 10 = 4.71 cm ²
Appuis	6.79	1.70	6 ϕ 10 = 4.71 cm ²

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 42)

Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min(57,33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

Travée: $St = \frac{100}{6} = 15\text{cm}$

Appuis: $St = \frac{100}{4} = 15\text{cm}$

Armatures transversales :

$$St \leq \min (h; 45 \text{ cm}) = \min(76,45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$$

Travée: $St = \frac{100}{6} = 15\text{cm}$

Appuis: $St = \frac{100}{6} = 15\text{cm}$

III.3.2 Type 2 :

III.3.2.1 Combinaison d'action:

Tableau III-8: Les combinaisons d'action de l'escalier (type 2).

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _U (KN)	P _{ser} (KN)
Paillasse				
Type2	8.8	2.5	15.63	11.3
Palier de repos	6.15	2.5	12.05	8.65

III.3.2.2 Les sollicitations :

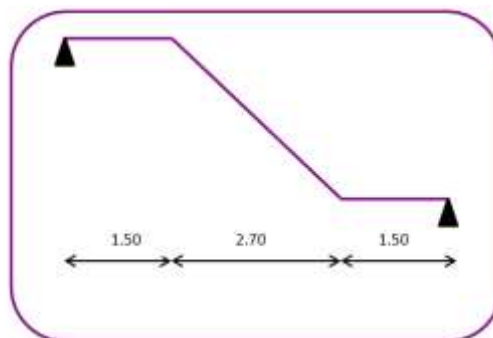


Figure III-7 :schéma de volée de l'escalier (type 2).

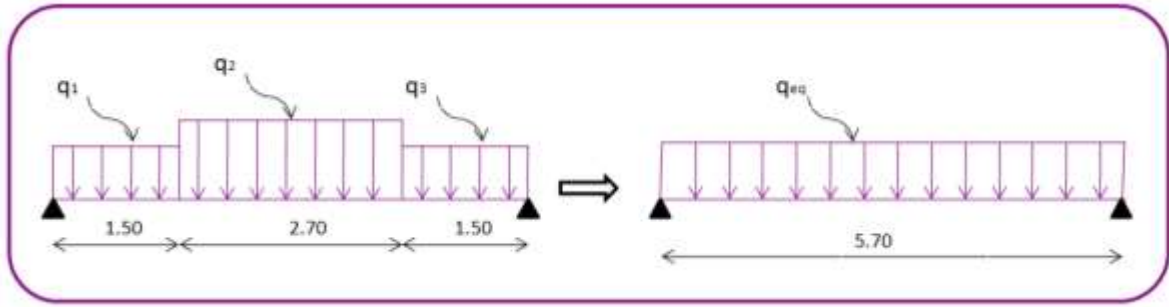


Figure III-8: Schéma statique de volée de l'escalier (type 2).

Tableau III-9: Les sollicitations pour l'escalier (type 2).

	q_{eq} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN.m)
ELU	13.746	55.802	16.74	47.43	39.176
ELS	9.905	40.23	12.07	34.20	28.23

III.3.2.3 Calcul des ferrillages à l'ELU:

Armatures longitudinales:

- **E.L.U :**

Tableau III-10: récapitulatif de calcul des armatures longitudinales d'escalier (type2).

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	47.43	0.116	0.15	0.94	8.53
Appuis	16.74	0.041	0.052	0.98	2.88

Vérification :

-**ELU :**

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0,001.b.h$$

Tableau III-11: récapitulatif résultats des armatures longitudinales d'escalier (type2).

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	8.52	2.05	1.9	$A_u=8.52$	6HA14=9.24
Appuis	2.88	2.05	1.9	$A_u=2.88$	6HA14=9.24

- E.L.S :

Tableau III-12: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'escalier (type 2).

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.15	47.43	34.20	1.39	25	0,45	vérifier
Appuis	0.052	16.74	12.07	1.39	25	0,45	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{39.176 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.23 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots\dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.23 MPa \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

- I. $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{19}{570} = 0.033 < \frac{47.43}{10 \times 55.802} = 0.085$ (condition non vérifié)
- II. $\frac{A_{adt}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 17} = 0.00544 < \frac{4.2}{400} \times 1000 = 10.5$ (condition vérifié)
- III. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{19}{570} = 0.033 < 0.0625$ (condition non vérifié)

✚ Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 19 \times \frac{19}{2} + 15 \times 9.24 \times 17}{100 \times 19 + 15 \times 9.24} = 10.01 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 19 - 10.01 = 8.99 \text{ cm}$$

$$\delta = d - y_G = 17 - 10.01 = 6.99 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}(y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta A \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.01^3 + 8.99^3) + 15 \times 9.24 \times 6.99^2 = 64424.53 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{9.24}{100 \times 17} = 0.0054$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0054} = 3.89$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0054} = 1.56$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(2(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillase} \times L_{paillase}))}{(L_{palier} + L_{paillase})}$$

$$g_{eq} = \frac{2 \times (6.15 \times 1.5) + (8.8 \times 2.7)}{2 \times 1.5 + 2.7} = 7.41 \text{ KN/m}\ell$$

$$J_{eq} = \frac{(2(G_{dalle\ pleine} \times L_{palier}) + (\text{poids de paillase} + \text{poid de marche}) \times L_{paillase})}{(L_{palier} + L_{paillase})}$$

$$J_{eq} = \frac{2 \times (4.75 \times 1.5) + ((5.54 + 1.87) \times 2.7)}{2 \times 1.5 + 2.7} = 6.01 \text{ KN/m}\ell$$

$$P = g_{eq} + Q = 7.41 + 2.5 = 9.91 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85g_{eq}l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7.41 \times 5.7^2}{8} = 25.58 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{0.85J_{eq}l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.01 \times 5.7^2}{8} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{0.85Pl^2}{8} = \frac{0.85 \times 9.91 \times 5.7^2}{8} = 34.21 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100\rho = 0.54 \Rightarrow \beta_1 = 0.8902 \text{ (Tableau BAEL83)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \beta_1 d} = \frac{25.58 \times 10^3}{9.24 \times 0.8902 \times 17} = 182.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \beta_1 d} = \frac{20.75 \times 10^3}{9.24 \times 0.8902 \times 17} = 148.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \beta_1 d} = \frac{34.21 \times 10^3}{9.24 \times 0.8902 \times 17} = 244.65 \text{ MPa}$$

Inerties fictives (If) :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0054 \times 182.93 + 2.1} = 0.393$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0054 \times 148.39 + 2.1} = 0.307$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0054 \times 244.65 + 2.1} = 0.502$$

Donc :

$$I_{F_v}^g = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_g} = \frac{1.1 \times 64424.53}{1 + 1.56 \times 0.393} = 43932.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i}^g = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_g} = \frac{1.1 \times 64424.53}{1 + 3.89 \times 0.393} = 28024.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_j} = \frac{1.1 \times 64424.53}{1 + 1.56 \times 0.307} = 47918.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^p} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_p} = \frac{1.1 \times 64424.53}{1 + 3.89 \times 0.502} = 24000.01 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche

On a $E_i=32164.2\text{MPa}$, $E_v=10818.86\text{MPa}$

$$F_v^g = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{F_v^g}} = \frac{25.58 \times 10^7 \times 5.70^2}{10 \times 10818.86 \times 43932.71} = 1.75 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{F_i^g}} = \frac{25.58 \times 10^7 \times 5.70^2}{10 \times 32164.2 \times 28024.29} = 0.92 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j l^2}{10E_v I_{F_v^j}} = \frac{20.75 \times 10^7 \times 5.70^2}{10 \times 10818.86 \times 47918.06} = 1.30 \text{ cm}$$

$$F_i^p = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{F_i^p}} = \frac{34.21 \times 10^7 \times 5.70^2}{10 \times 32164.2 \times 24000.01} = 1.44 \text{ cm}$$

Evaluation des flèches :

$$\Delta F_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g \leq F_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta F_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g = 0.97$$

$$\Delta F_t = 1.82 > F_{adm} = \frac{570}{500} = 1.14$$

Donc la condition de la flèche est non vérifiée

⇒ On va changée le type d'escalier

III.3.3 Escalier sur limon central

L'escalier sur limon central est composé d'une poutre sur laquelle s'articulent les marches, telle une arrête ou une colonne vertébrale. Cette poutre peut être tubulaire, ronde, carré ou rectangulaire. Elle est la plupart du temps centrale, mais peut être déportée ou dédoublée.

L'escalier à limon central se caractérise par son arrête centrale ou déportée qui est la base porteuse à l'escalier.

L'escalier est calculé comme une section T travaillant à la flexion simple.

III.3.3.1 Pré-dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} = \frac{500}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 25.33$$

On prend $h=40\text{cm}$; $b_0=20$

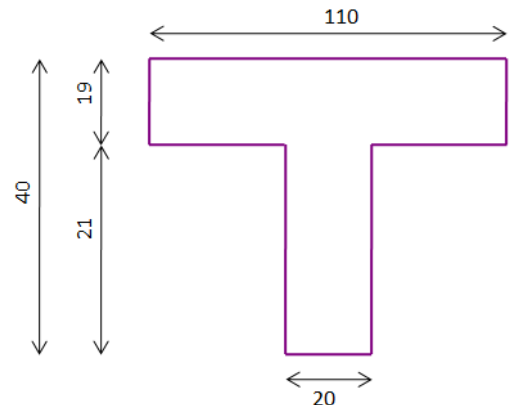


Figure III-9: Coupe transversal de l'escalier.

III.3.3.2 Détermination des charges :

- Paillasse

Tableau III-13: Charge permanente du Paillasse d'escalier sur limon central.

Désignation	Epaisseur (m)	L (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	1.10	22	0.48
Mortier de pose	0.02	1.10	20	0.44
Enduit de plâtre	0.01	1.52	10	0.15
La marche	0.19/2	1.1	22	2.30
Poids propre	(0.4×0.2) + (2×0.45×0.19)		25	6.28

$G=9.65 \text{ KN/ml}$

$Q=2.5 \text{ KN/ml}$

- Palier de repos

Tableau III-14: Charge permanente du Palier de repos d'escalier sur limon central.

Désignation	Epaisseur (m)	L (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	1.10	22	0.48
Mortier de pose	0.02	1.10	20	0.44
Enduit de plâtre	0.01	1.52	10	0.15
Poids propre	(0.4×0.2) + (2×0.45×0.19)		25	6.28

$G=7.35 \text{ KN/ml}$

$Q=2.5 \text{ KN/ml}$

III.3.3.3 Les combinaisons d'action :

Tableau III-15: les combinaisons d'action d'escalier sur limon central.

	Paillasse	pallier
P_u	16.78	13.67
P_{ser}	12.15	9.85

III.3.3.4 Les sollicitations:

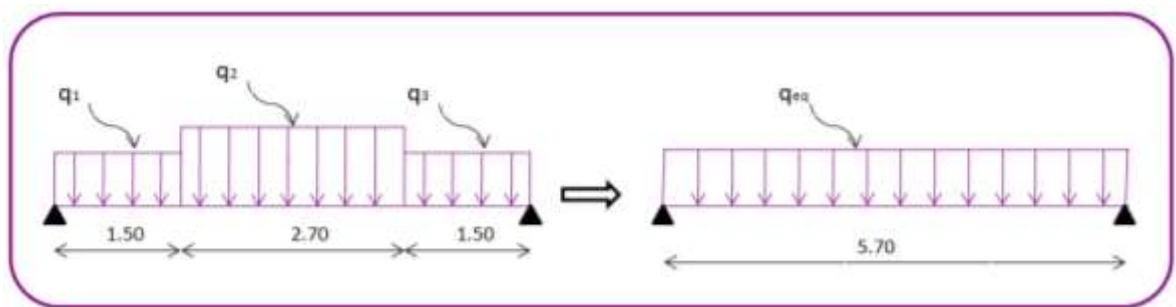


Figure III-10: Schéma statique de volée de l'escalier sur limon central.

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Les moments et l'effort Tranchant:

Moment isostatique: $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

Tableau III-16: Les sollicitations de l'escalier sur limon central.

	$q_{eq} \text{ (KN/m)}$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN.m)}$
ELU	15.14	61.49	18.45	52.27	43.15
ELS	10.94	44.43	13.33	37.77	31.18

III.3.3.5 Calcul des ferrillages :

En travée :

$$M_{tab} = \sigma_b b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 110 \times 190 \times \left(0.37 - \frac{0.19}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 81.62 \text{KN.m} > M_t^{max} = 52.27 \text{KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en « T » sera calculée come une section rectangulaire de largeur b.

Sur appuis :

$$M_{app}^{max} = -18.45 \text{KN.m} < 0$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considération une section rectangulaire de largeur b_0 .

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{L'enrobage : } c = 3 \quad e = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-17: récapitulatif de calcul des ferrillages d'un escalier sur limon central.

	M^{max} (KN.m)	b (cm)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	52.27	110	0.024	0.392	0.03	0.99	4.10
Appuis	18.45	20	0.047	0.392	0.06	0.98	1.46

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A^1_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0,001bh$$

Tableau III-18 : récapitulatif résultats du ferrailage d'un escalier sur limon central.

	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	4.10	4.91	4.4	4.91	4HA14=6.16	5.00
Appuis	1.46	0.89	0.80	1.46	4HA10=3.14	

- ELS : (BAEL83 ;page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-19: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'un escalier sur limon central.

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.03	52.27	37.77	1.38	25	0,44	vérifier
Appuis	0.06	18.45	13.33	1.38	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{43.15 \times 10^3}{200 \times 370} = 0.58 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5MPa) \dots \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.58 \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1.2, \frac{110}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.1, 1.2, 11)$$

$$\phi_t \leq 1.1 cm \Rightarrow \phi_t = 8 mm \Rightarrow A_t = 6\phi 8 = 3.02 cm^2$$

L'espacement : BAEL 91(A5.1.2.2)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(33.3, 40)=33.3\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{1.51 \times 235}{0.4 \times 20} = 44.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(33.3, 44.3)$$

Donc en prout $S_t= 15\text{cm}$

III.3.3.6 Armature de la table :

La palliasse est considéré comme une console de longueur $L=0.45\text{m}$

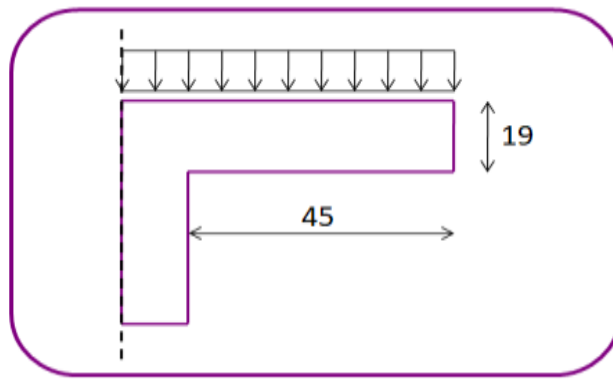


Figure III-11: schéma statique de la table d'un escalier sur limon central.

- **Détermination des charges :**

Tableau III-20: charge permanent de la table d'un escalier sur limon central.

Désignation	Epaisseur (m)	L (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/m2)
Carrelage	0.02	1.00	22	0.44
Mortier de pose	0.02	1.00	20	0.40
Enduit de plâtre	0.01	1.00	10	0.10
La marche	0.19/2	1.00	22	2.09
Poids propre	0.19	1.00	25	4.75

$$G = \frac{7.78}{2} = 3.89 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Les sollicitations :**

Tableau III-21: Les sollicitations de la table d'un escalier sur limon central.

	P (KN/ mℓ)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	9.00	1.36	2.48
ELS	6.39	0.97	1.76

• **Calcul des ferrillages :**

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

L'enrobage : c = 3 e = 19 cm d = 17cm b = 55cm

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-22: : récapitulatif de calcul des ferrillages de la table d'un escalier sur limon central.

M (KN.m)	μ	$\mu \ell$	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
1.36	0.006	0.392	0.007	0.997	0.23

Vérification :

- **ELU :**

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A^1_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0,001.b.h$$

Tableau III-23: récapitulatif résultats du ferrillage de la table d'un escalier sur limon central.

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.23	1.13	1.05	1.13	4HA8=2.01

- **ELS : (BAEL83 ; page262)**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-24: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de la table d'un escalier sur limon central.

α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
0.007	1.36	0.97	1.4	25	0.45	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2.48 \times 10^3}{550 \times 170} = 0.027 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots\dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.027 \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

• Les armatures de répartition :

$$A = \frac{A_u}{2} = \frac{2.01}{4} = 0.50 cm^2$$

Alors on prend $6\phi 6 = 1.70 cm^2 \Rightarrow S_t = 15 cm$

III.3.3.7 Calcul de palier de repos :

Palier de repos est calculé comme une dalle plein sur trois cotés, et ferrillée en flexion simple.

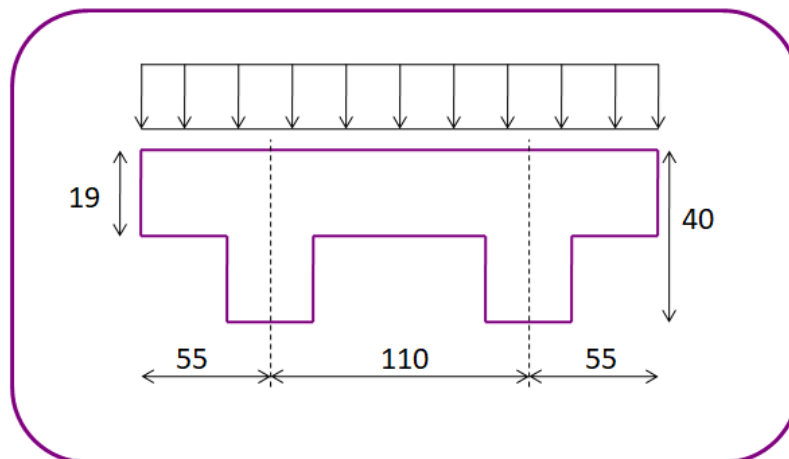


Figure III-12: schéma statique de palier de repos d'un escalier sur limon central.

• **Détermination des charges :**

Tableau III-25: Charge permanente de palier de repos d'un escalier sur limon central.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Enduit de plâtre	0.01	10	0.10
Poids propre	0.40	25	10.00

$$G = 10.94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

• **Combinaison des charges:**

- ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (10.94) + 1.5(2.5) = 18.52 \text{ KN/m}$
- ELS : $P_{ser} = G + Q = 13.44 \text{ KN/m}$.

• **Les sollicitations :**

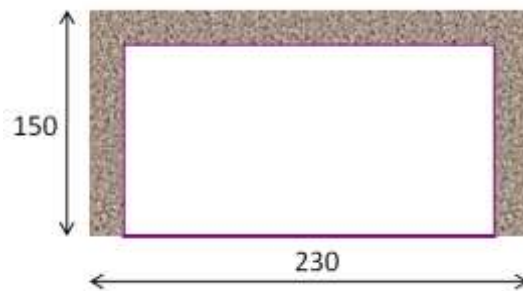


Figure III-13: palier de repos d'un escalier sur limon central.

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{230} = 0.65 > 0.4 \text{ (la dalle travaillant dans deux sens)}$$

⇒ D'après Livre OUVRAGE EN BETON ARME , M.BELAZOUGUI. Article(3.2.3) P.168 « Cas particuliers-Dalle sur 3 appuis ».

Deux cas :

1^{er} cas : Si $L_x \geq L_y/2$

$$M_y = P \frac{L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + P \cdot \frac{L_y^3}{48}$$

$$M_x = P \cdot \frac{L_y^3}{24}$$

2^{eme} cas : Si $L_x \leq L_y/2$

$$M_y = P \frac{L_x^3}{6}$$

$$M_x = p \cdot \frac{L_x^2 L_y}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3$$

Donc :

$$L_x = 1.50m$$

$$L_y = 2.30m$$

$$L_x = 1.50 > \frac{L_y}{2} = \frac{2.30}{2} = 1.15 \text{ (le 1}^{er} \text{ cas)}$$

$$M_y = P \frac{L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + P \cdot \frac{L_y^3}{48}$$

$$M_x = P \frac{L_y^3}{24}$$

Calcul des moments :

Moments sur appuis :

$$Ma_x = Ma_y = 0.3 \times M_x$$

Moments en travees :

$$Mt_x = 0.85 M_x$$

$$Mt_y = 0.85 M_y$$

Tableau III-26 : récapitulatif des moments de palier de repos d'un escalier sur limon central.

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_a (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	9.39	8.98	2.82	7.98	7.63
ELS	6.81	6.52	2.61	5.79	5.54

• **Calcul des ferrillages :**

$$\phi_l \leq \frac{h}{10} = \frac{19}{10} = 1.9cm \text{ soit } 14mm$$

$$d_x = h - \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 19 - \left(2 + \frac{1.4}{2} \right) = 16.3cm$$

$$d_y = d_x - \phi = 16.3 - 1.4 = 14.9cm$$

Tableau III-27: récapitulatif de calcul des ferrillages de palier de repos d'un escalier sur limon central.

	M (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée X	7.98	0.019	0.392	0.023	0.991	1.36
Travée Y	7.63	0.0186	0.392	0.023	0.991	1.30
Appuis	2.82	0.006	0.392	0.007	0.997	0.47

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A^1_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0.001bh$$

Tableau III-28: récapitulatif résultats du ferrailage de palier de repos d'un escalier sur limon central.

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée X	1.36	2.05	1.90	2.05	6HA10=4.71
Travée Y	1.30	2.05	1.90	2.05	6HA10=4.71
Appuis	0.47	2.05	1.90	2.05	6HA10=4.71

- ELS : (BAEL83 ; page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-29: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de palier de repos d'un escalier sur limon central.

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée X	0.023	7.98	6.81	1.17	25	0.335	vérifier
Travée Y	0.023	7.63	6.52	1.17	25	0.335	vérifier
Appuis	0.007	2.82	2.04	1.38	0.007	0.44	vérifier

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

- I. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{19}{150} = 0.13 > \frac{0.85}{10} = 0.085$ (condition vérifié)
- II. $\frac{A_y}{bd_x} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 16.3} = 0.003 < \frac{4.2}{400} \times 1000 = 10.5$ (condition vérifié)
- III. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{19}{150} = 0.13 > 0.0625$ (condition vérifié)

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec } V_u = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 12.06 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.06 \times 10^3}{100 \times 163} = 0.74 \text{MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{MPa}) \dots \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 0.74 \rightarrow \text{C. vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

III.3.4 Schéma de ferrailage de l'escalier :

III.3.4.1 Schéma de ferrailage de l'escalier (Type 1) :

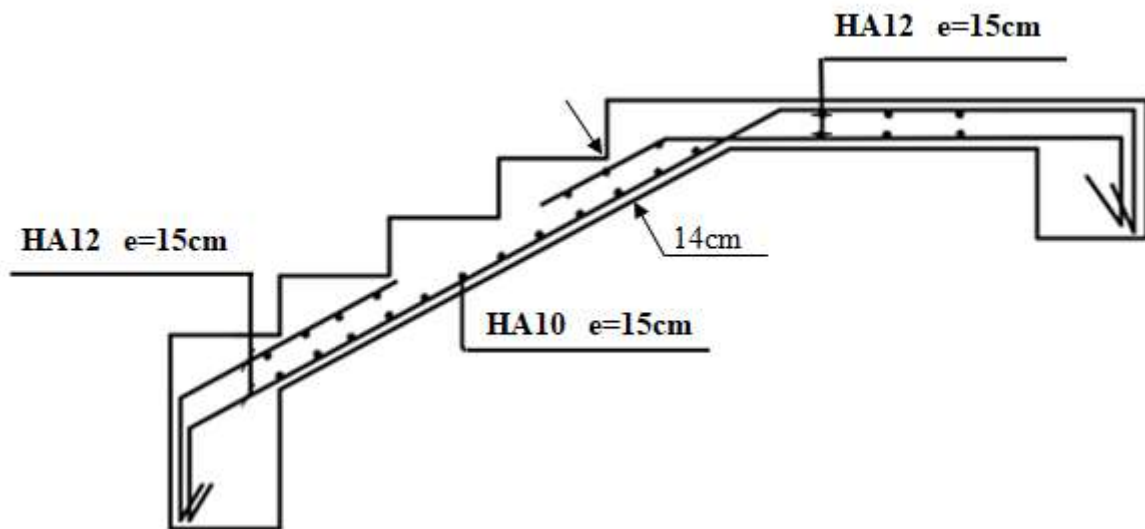


Figure III-14 : Schéma de ferrailage de l'escalier (type 1).

III.3.4.2 Schéma de ferrailage de l'escalier sur limon central :

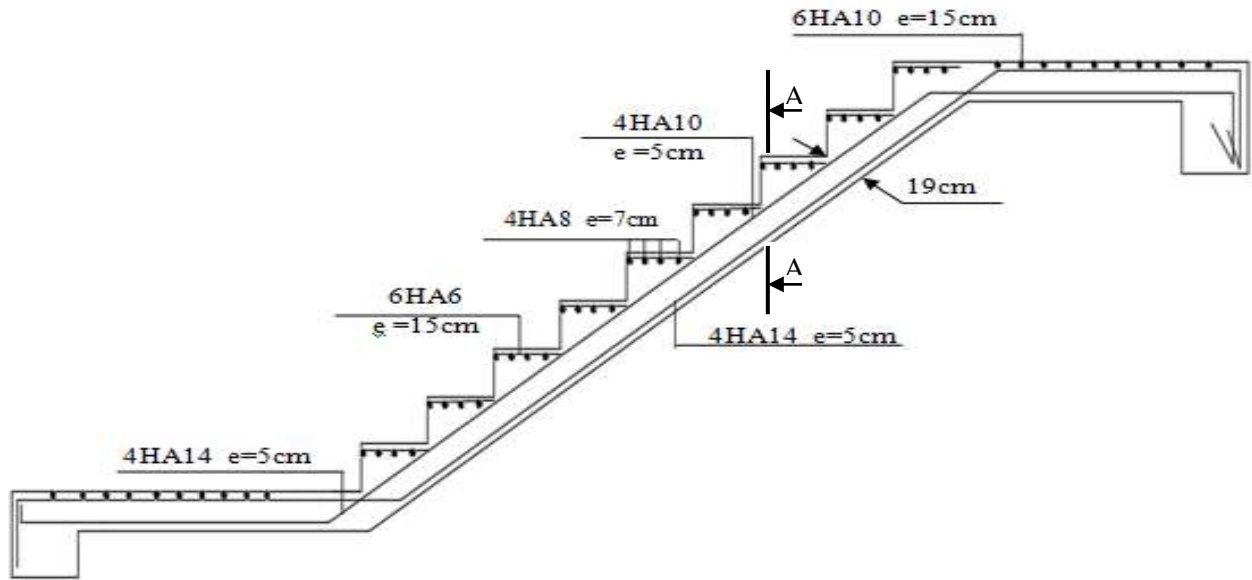


Figure III-15: Schéma de ferrailage de l'escalier sur limon central.

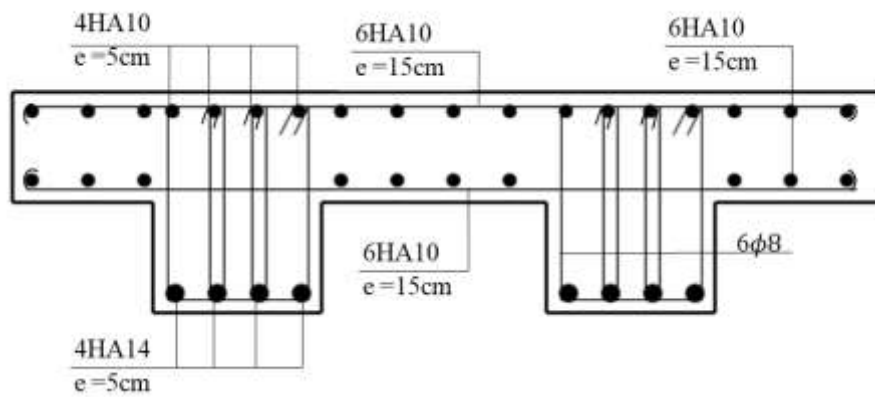


Figure III-16: Schéma de ferrailage de palier de repos d'un escalier sur limon central.

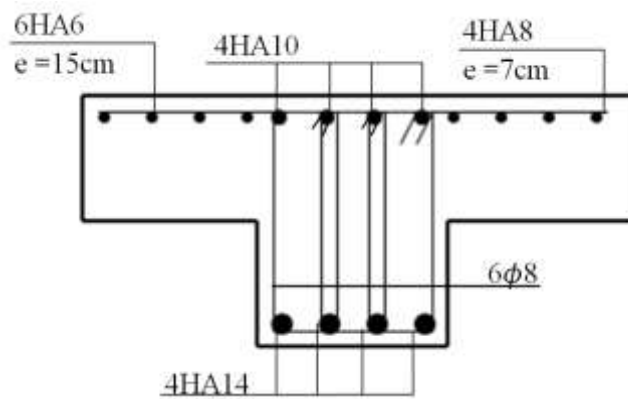


Figure III-17: Coupe A-A.

III.3.5 Calcul de la poutre palier :

III.3.5.1 Introduction :

La poutre palière est une poutre encadrée, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre.
- poids du mur extérieur.
- La réaction de la volée.

III.3.5.2 Pré-dimensionnement :

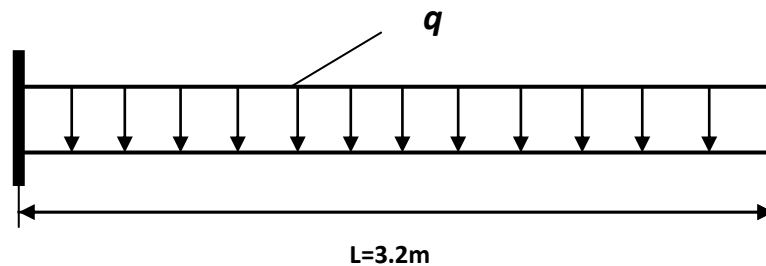


Figure III-18: Schéma de poutre palier.

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \text{ cm} \Rightarrow h \geq (14.38 \div 23) \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$b \geq (0.3h \div 0.6h) \Rightarrow b \geq (12 \div 24) \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

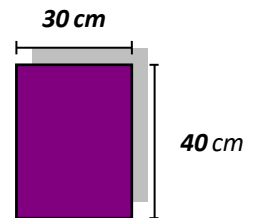
Alors on prend : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

- Selon RPA 99 :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow (c.v).$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow (c.v).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 = 1.33 < 4 \rightarrow (c.v).$$



Section (30x40) cm²

Figure III-19: Coupe transversal de la poutre palier.

III.3.5.3 Evaluation des charges :

-Poids propre : $g = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/m}\ell$

-Poids de mur : $\frac{3.25}{2} - 0.40 - 0.40 = 0.825 \text{ m}$

$$P_m = 0.825 \times 276 = 2.277 \text{ KN/m}\ell$$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier :

La charge permanente :

$$G_{\text{paillasse}} : \frac{2.7}{2} \times 9.31 = 12.57 \text{ KN/m}\ell$$

$$G_{\text{palier}} : 1.5 \times 10.94 = 16.41 \text{ KN/m}\ell$$

$$G_{\text{eq}} = \frac{(12.57 \times 1.1 \times 2) + (16.41 \times 2.3)}{1.1 \times 2 + 2.3} = 14.53 \text{ KN/m}\ell$$

La surcharge :

$$Q_{paillase} : 2.7 \times 2.5 = 6.75KN/ml$$

$$Q_{palier} : 1.5 \times 2.5 = 3.75KN/ml$$

$$Q_{eq} = \frac{(6.75 \times 1.1 \times 2) + (3.75 \times 2.3)}{1.1 \times 2 + 2.3} = 5.25KN/ml$$

III.3.5.4 Calcul de la poutre en flexion :

- **Combinaisons d'actions :**

E.L.U $\rightarrow P_u = 1.35 (g + G_{eq} + P_m) + 1.5Q_{eq} = 34.61KN/ml$

E.L.S $\rightarrow P_{ser} = g + G_{eq} + P_m + Q_{eq} = 25.1KN/ml$

- **Les sollicitations :**

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}, \quad T = \frac{PL}{2}, \quad M_a = 0.3M_0, \quad M_t = 0.85M_0,$$

Tableau III-30: Les sollicitations de poutre palier.

	M₀(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T(KN)
ELU	22.89	6.87	19.46	398
ELS	16.6	4.98	14.11	28.87

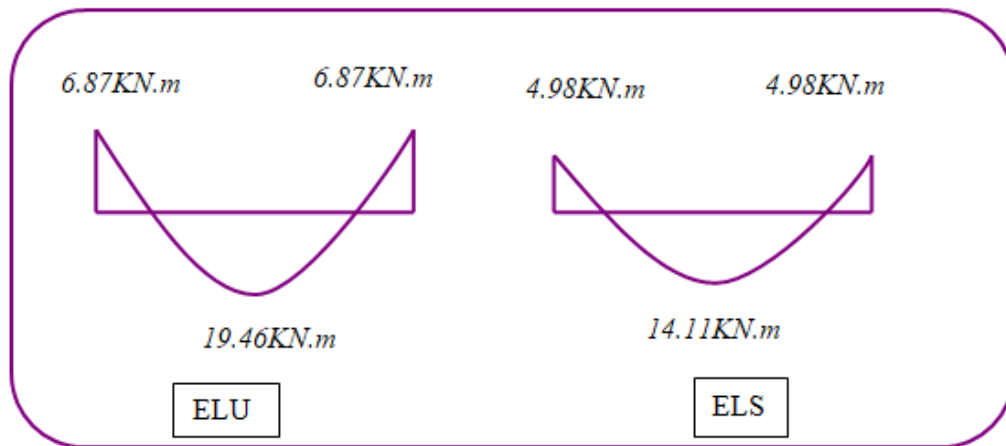


Figure III-20: Schéma de moment de poutre palier.

- **Calcul des ferrailages:**

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

h=40cm d = 0.9h=36cm b=30cm

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-31: Récapitulatif calcul des ferrillages de poutre palier.

	M _u (KN.m)	μ	μ _ε	α	β	A _{cal} (cm ²)
Travée	19.46	0.035	0.392	0.045	0.982	1.59
Appuis	6.87	0.012	0.392	0.015	0.994	0.55

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001.b.h$$

- Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.5\%bh$$

Tableau III-32: Récapitulatif résultats du ferrillage de la poutre palier.

	A _u (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.58	1.3	1.2	6	6	5HA14=7.70
Appuis	0.55	1.3	1.2	6	6	5HA14=7.70

- ELS : (BAEL83 ;page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s.
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-33: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de la poutre palier.

	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
Travée	0.045	19.46	14.11	1.38	25	0,44	vérifier
Appuis	0.015	6.87	3.98	1.38	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{39.8 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.37 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa, 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.37 MPa \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1.4, \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.1, 1.4, 3)$$

$$\phi_t \leq 1.1 cm \Rightarrow \phi_t = 10 mm \Rightarrow A_t = 3T10 = 2.36 cm^2$$

L'espacement des armatures transversales RBA99(art 7.5.2.2) Pag 53

- Dans la Zone nodal

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30 cm\right\}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 cm\right) S_t \leq \min(10; 16.8; 30 cm)$$

$$S_t \leq 10 cm \Rightarrow S_t = 8 cm$$

- Dans la zone courante:

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 cm$$

$$\text{Soit } S'_t = 15 cm$$

- La longueur da la Zone nodale :

$$L' = 2 \times h = 80 cm$$

La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'_t}{f_e} = 0.4 \times 300 \times \frac{150}{235} = 0.76 cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_c}$$

$$A_t \geq \frac{300 \times 150 \times (0.37 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = -0.62 cm^2$$

La quantité des armatures transversales RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) .

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t \geq \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t \geq \max(1.35, 0.76)$$

$$A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

III.3.5.5 Calcul de la poutre en torsion :

Torsion de la poutre palier est provoqué par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 18.45 \text{ KN.m}$$

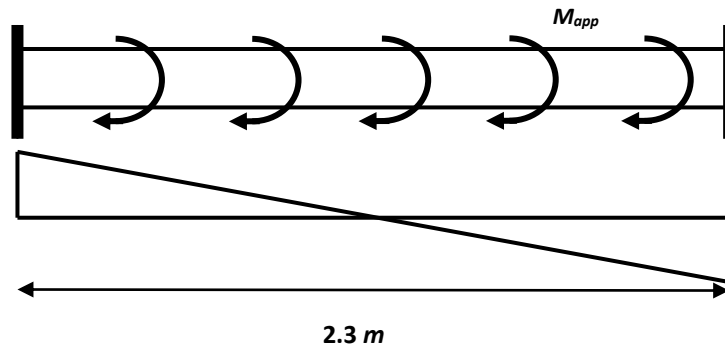


Figure III-21: Schéma de poutre à la torsion.

Contrainte tangente due à l'effort tranchant :

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \Rightarrow \text{formul de "RAUSCH"}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur

$$\Omega : (h - b_t) (b - b_t) = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$T_u: \text{moment de torsion} \Rightarrow T_u = 18.45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_{uv} = \frac{8.45 \times 10^3}{2 \times 875 \times 10^2 \times 50} = 2.11 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$(0.37)^2 + (2.11)^2 = 4.59 \text{ MPa} < (3.33)^2 = 11.1 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}, \mu : \text{paramètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace.}$$

$$\mu = 2[(h - b_i) + (b - b_i)] = 120 \text{ cm} .$$

$$A_t = \frac{120 \times 18.45 \times 10^6}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.45 \times 10^6 \times 150}{2 \times 875 \times 10^2 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures : BAEL 91

$$1) \frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.64 \times 400}{5 \times 120} = 2.43 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.45 \times 235}{5 \times 15} = 1.41 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

III.3.5.6 Choix des sections d'armatures :

En travée :

- Armature supérieure soit : $3\phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- Armature inférieure soit : $5\phi 14 = 7.7 \text{ cm}^2$

Sur appuis

- Armature supérieur soit : $5\phi 14 = 7.7 \text{ cm}^2$
- Armature inférieure soit : $3\phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

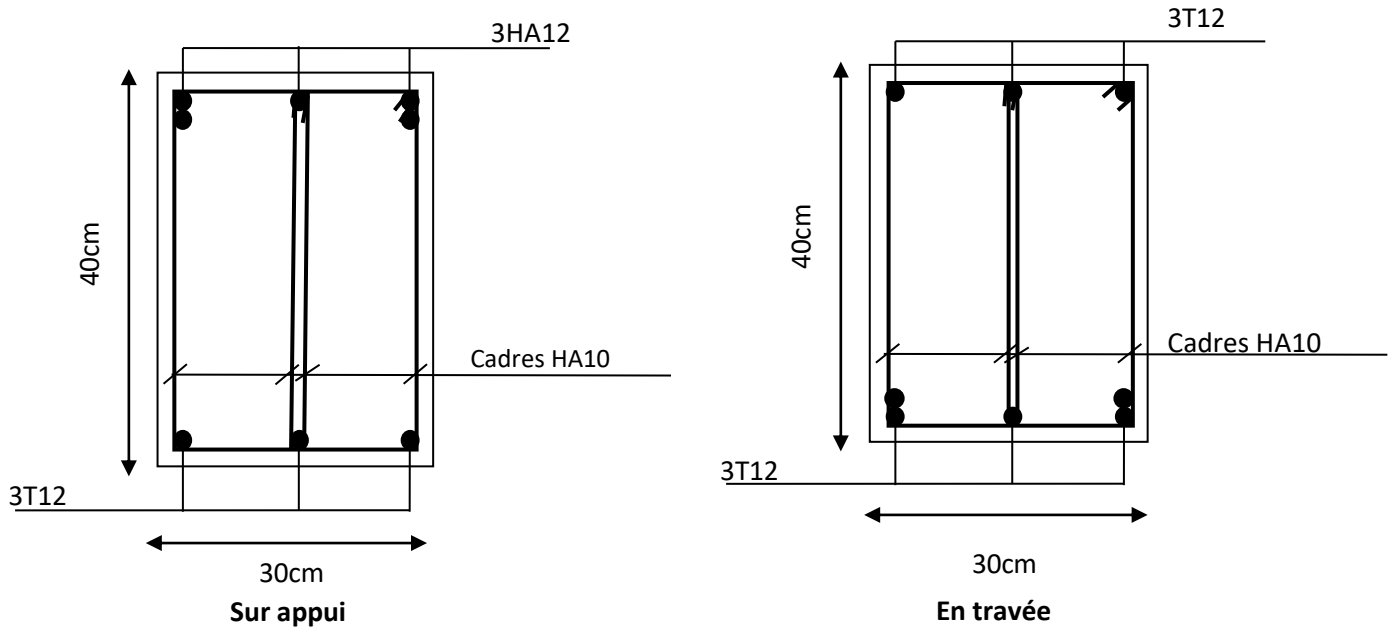


Figure III-22: schéma de ferrailage d'une poutre palier.

III.4 La cage d'ascenseur :

III.4.1 Introduction :

Les bâtiments à plusieurs étages doivent être équipés par des installations mécaniques de transport des personnes et des marchandises. L'une de ces installations est l'ascenseur.

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Dans ce projet on admet l'utilisation un seul ascenseur de 5500 kg qui sont destinés pour transporter 8 personnes.

Remarque : on se base à l'étude de la dalle d'ascenseur, car on ignore les détails qui concernent les accessoires (machineries).

III.4.2 Etude de la dalle :

Cette dalle est une dalle pleine de dimensions : $l_x = 1.60\text{m}$, $l_y = 2.30\text{m}$, $e = 25\text{cm}$, elle est soumise à des charges plus importantes que celle du plancher d'étage courant ou terrasse. Elle supporte son poids propre, poids de machine, des surcharges etc....

III.4.3 Méthode de calcul :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{2.30} = 0.69 > 0,4$$

Donc la dalle de l'ascenseur est calculée à la flexion dans deux directions perpendiculaires comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.

III.4.4 Evaluations des charges :

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur la sommes des charges appliquées sur cette dalle est :

- Le poids des machines : $P = \sum P_i = 55\text{KN}$
- Le poids propre de la dalle :
 - $G = \frac{P}{l_x \cdot l_y} + e \cdot \gamma = \frac{55}{1.60 \times 2.30} + 0.25 \times 25 = 21.2\text{KN/m}^2$
 - $Q = 1\text{KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur, on a

- $g = G \times 1\text{m} = 21.2\text{KN/ml}$.
- $q = Q \times 1\text{m} = 1\text{KN/ml}$.

III.4.5 Combinaison des charges :

ELU: $P_u = 1.35 g + 1.5 q = 30.12\text{KN/ml}.$

ELS: $P_{ser} = g + q = 22.2\text{KN/ml}.$

III.4.6 Détermination des sollicitations:

Nous utilisons pour l'étude de cette dalle la méthode exposée à l'annexe E3. de BAEL91.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

- Sur appui $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$
- En travée : $\begin{cases} M_{ty} = 0.85M_y \\ M_{tx} = 0.85M_x \end{cases}$

- $T_{max} = \frac{Pl_x l_y}{2l_x + l_y}$

$\rho = 0.69$

Tableau III-34: les sollicitations d'une dalle d'ascenseur

	ν	Sens	ρ	M_t	M_a	T_{max}
ELU	0	X	0.0695	4.56	1.61	20.15
		Y	0.422	1.92	1.61	
ELS	0.2	X	0.0754	3.65	1.10	
		Y	0.574	2.10	1.10	

III.4.7 Calcul du ferrillage à l'ELU:

Cette dalle n'est pas exposée aux intempéries, donc en prend un enrobage de 2 cm, on utilise des barres de $\phi_{x,y} = \phi_{10}$

$d_x = h - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$

$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 23 - 1 = 22 \text{ cm}$

On utilise des barres Fe E400

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

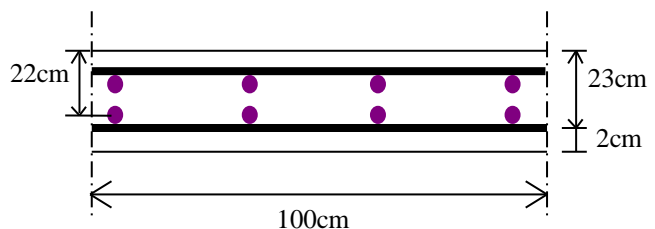


Figure III-23: Coupe d'une dalle d'ascenseur.

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau III-35: récapitulatif calcul des ferrillages d'une dalle d'ascenseur à l'ELU.

		M_u	μ	α	β	A_{cal}
Travée	Sens X	4.56	0.006	0.007	0.997	0.58
	Sens Y	1.92	0.0028	0.003	0.1	2.51
Appui		1.61	0.0023	0.0028	0.1	2.11

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^x \geq 0.23bd_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.78cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23bd_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66cm^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5cm^2$$

- Condition de non fragilité et section minimal : BAEL 91 (art B.7.4).

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - l_x/l_y}{2} bd_x = 0.0008 \times \frac{3 - 1.6/2.3}{2} \times 100 \times 23 = 2.12cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times \frac{3 - 1.6/2.3}{2} \times 100 \times 22 = 2.03cm^2$$

Tableau III-36: récapitulatif résultats du ferrillage d'une dalle d'ascenseur.

		$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	Sens X	0.58	2.78	2.78	6HA12=6.79
	Sens Y	2.51	2.78	2.78	6HA12=6.79
Appuis		2.11	2.78	2.78	6HA12=6.79

- ELS : (BAEL83 ; page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-37: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'ascenseur.

		A	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
Travée	Sens X	0.007	4.56	3.65	1.25	25	0.375	vérifier
	Sens Y	0.003	1.92	2.10	0.91	25	0.21	vérifier
Appuis		0.0028	1.61	1.10	1.46	25	0.48	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20.15 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.088 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots\dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.088 MPa \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

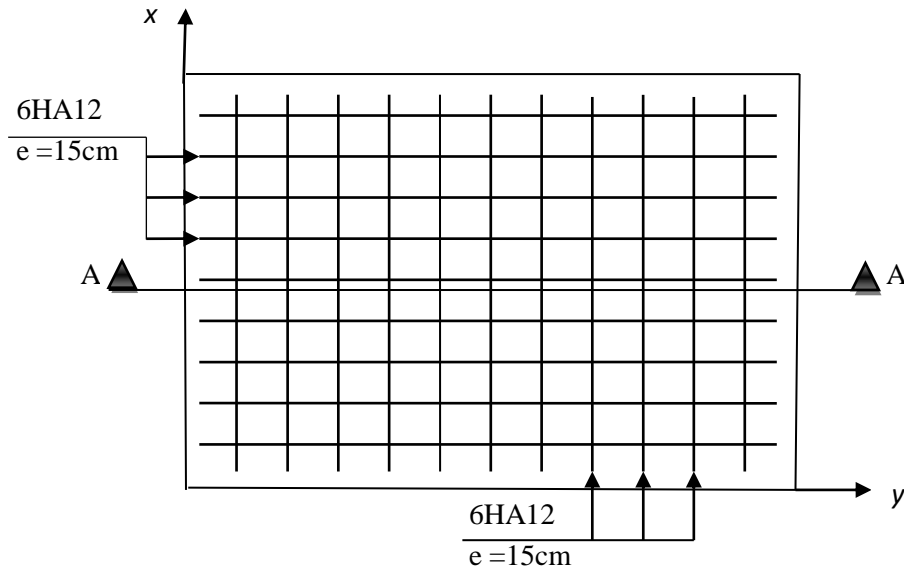
-Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées.

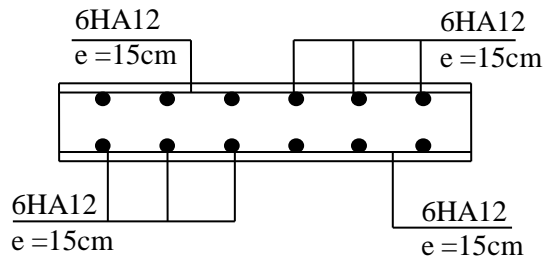
$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0.16 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.043 \dots\dots (cv)$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 23} = 0.003 \leq 0.0105 \dots\dots (cv)$$

III.4.8 Schéma de ferrailage.



Vue en plan



Coupe A-A

Figure III-24: ferrailage de la dalle terrasse d'ascenseur

III.5 Étude des planchers

III.5.1 Introduction:

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils s'appuient sur les éléments porteurs, tel que : (voiles, poteaux, poutres).

On distingue certaines fonctions parmi les quelles :

- transmission des charges aux éléments porteurs.
- Ils représentent une plate-forme porteuse pour l'étage.
- Isolation thermique et acoustique.

III.5.2 Les planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Planchers à corps creux (16+4=20cm)

Plancher = Poutrelle + Corps-ceux + Dalle de compression.

III.5.2.1 Méthode de calcul:

Il y a Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des planchers à corps creux, par exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'abtenir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature.

On va utiliser méthode forfaitaire su les conditions d'application sont remplies.

III.5.2.2 Domain d'application :_BAEL91 (Art B.6.2, 210) (p : 102)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivants à vérifier :

- ✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : $\longrightarrow (Q \leq 2G)$.
- ✓ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : $\longrightarrow (I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.
- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre : $\left(0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25 \right)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible (F.P.N): $\longrightarrow (C = 2 - 2,5 \text{ cm})$

III.5.2.3 Types des nervures :

Deux types des poutrelles à calculer :

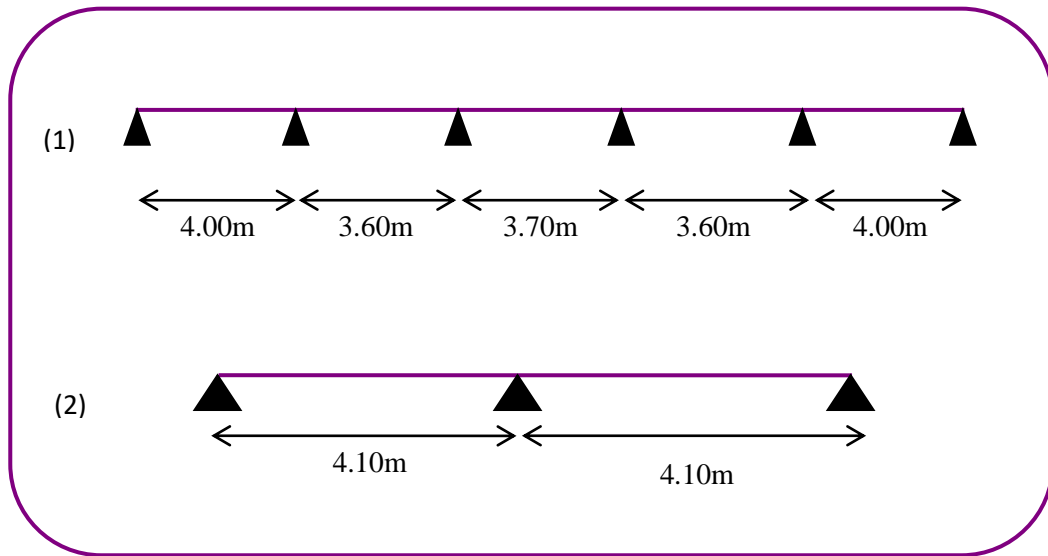


Figure III-25: Types des nervures.

III.5.2.4 Etude de terrasse :

Type(1)

Les charges :

$$G=6.66\text{KN/m}^2$$

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

Combinaisons d'Actions :

ELU :

$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 1) \times 0.65$$

$$P_u = 6.82 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_{ser} = (6.66 + 1) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4.98\text{KN/ml}$$

Vérifications :

- 1 - $Q = 1KN/m^2 < 2 \times 6.66 = 13.32KN/m^2 \longrightarrow (C.V)$
- 2- le moment d'inertie est constant dans les différentes travées $\longrightarrow (C.V)$
- 3- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{4.00}{3.6} = 1.11 < 1.25 \longrightarrow (C.V)$
- 4- La fissuration est peu nuisible puisque les planchers sont protégés. Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

Détermination des sollicitations :

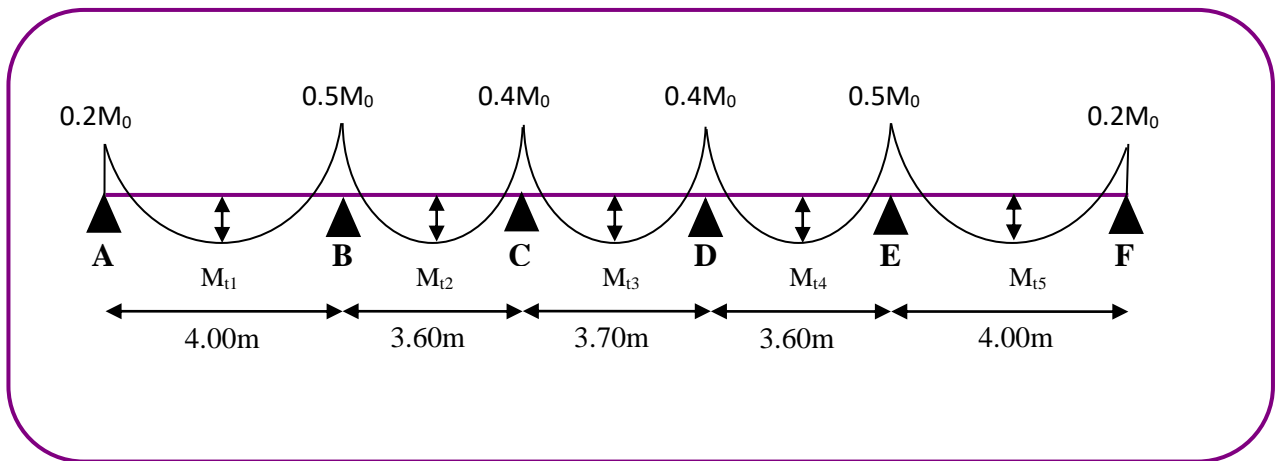


Figure III-26: Diagramme de moment (type1) de plancher terrasse.

On a :

α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1}{1+6.66} = 0.13$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.039 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.620 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.520 \end{array} \right.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ A L'ELU : $P_u = 6.82 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

Calcul de moment :

Les moments sur appuis :

$$\text{Appui (A)} = \text{Appui(F)} = 0.2M_o$$

$$\text{Appui (B)} = \text{Appui(E)} = 0.5M_o$$

$$\text{Appui (C)} = \text{Appui(D)} = 0.4M_o$$

Les moments en travées :

La travée de rive (travée A-B, E-F) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o]$$

$$M_t + \frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2} \geq \max[1.05M_o; 1.039M_o]$$

$$M_t + 0.35M_o \geq 1.05M_o$$

$$M_t \geq 0.7M_o$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_o$$

$$M_t \geq 0.620M_o$$

On adopte : $M_t = 0.7 M_o$

Travée intérieure (travée B-C, D-E) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o]$$

$$M_t + \frac{0.4M_o + 0.5M_o}{2} \geq \max[1.05M_o; 1.039M_o]$$

$$M_t + 0.45M_o \geq 1.05M_o$$

$$M_t \geq 0.6M_o$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_o$$

$$M_t \geq 0.520M_o$$

On adopte : $M_t = 0.6 M_0$

Travée intérieure (travée C-D)

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.039M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq 0.65M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_t \geq 0.620M_0$$

On adopte : $M_t = 0.65M_0$

Les moments en travée :

Tableau III-38 : récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	4.00	3.60	3.70	3.60	4.00
coefficient	0.7	0.6	0.65	0.6	0.7
M_0 (KN.m)	13.64	11.10	11.67	11.10	13.64
M_t (KN.m)	9.55	6.66	7.59	6.66	9.55

Les moments sur appuis :

Tableau III-39: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.

appui	A	B	C	D	E	F
coefficient	0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
M_0 (KN.m)	13.64	13.64	11.67	11.67	13.64	13.64
M_{app} (KN.m)	2.73	6.82	4.67	4.67	6.82	2.73

L'effort tranchant:

$$v_x = v_{0x} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$$

Travée A-B

$$V_{0x} = \frac{6.82 \times 4.00}{2} = 13.64KN$$

$$V_{xA} = 13.64 + \frac{6.82 - 2.73}{4.00} = 14.66KN$$

$$V_{xB'} = -13.64 + \frac{6.82-2.73}{4.00} = -12.62KN$$

Travée B-C

$$V_{0x} = \frac{6.82 \times 3.6}{2} = 12.28KN$$

$$V_{xB} = 12.28 + \frac{4.67 - 6.82}{3.6} = 11.68KN$$

$$V_{xC'} = -12.28 + \frac{4.67 - 6.82}{3.6} = -12.88KN$$

Travée C-D

$$V_{0x} = \frac{6.82 \times 3.7}{2} = 12.62KN$$

$$V_{xC} = 12.62 + \frac{4.67 - 4.67}{3.7} = 12.62KN$$

$$V_{xD'} = -12.62 + \frac{4.67 - 4.67}{3.7} = -12.62KN$$

Travée D-E

$$V_{0x} = \frac{6.82 \times 3.6}{2} = 12.28KN$$

$$V_{xD} = 12.28 + \frac{6.82 - 4.67}{3.6} = 12.88KN$$

$$V_{xE'} = -12.28 + \frac{6.82 - 4.67}{3.6} = -11.68KN$$

Travée E-F

$$v_{0x} = \frac{6.82 \times 4.00}{2} = 13.64KN$$

$$v_{xD} = 13.64 + \frac{2.73 - 6.82}{4.00} = 12.62KN$$

$$v_{xE'} = -13.64 + \frac{2.73 - 6.82}{4.00} = -14.66KN$$

Tableau III-40 : récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELU de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$T_d(KN)$	14.66	11.68	12.62	12.88	12.62
$T_g(KN)$	-12.62	-12.88	-12.62	-11.68	-14.66

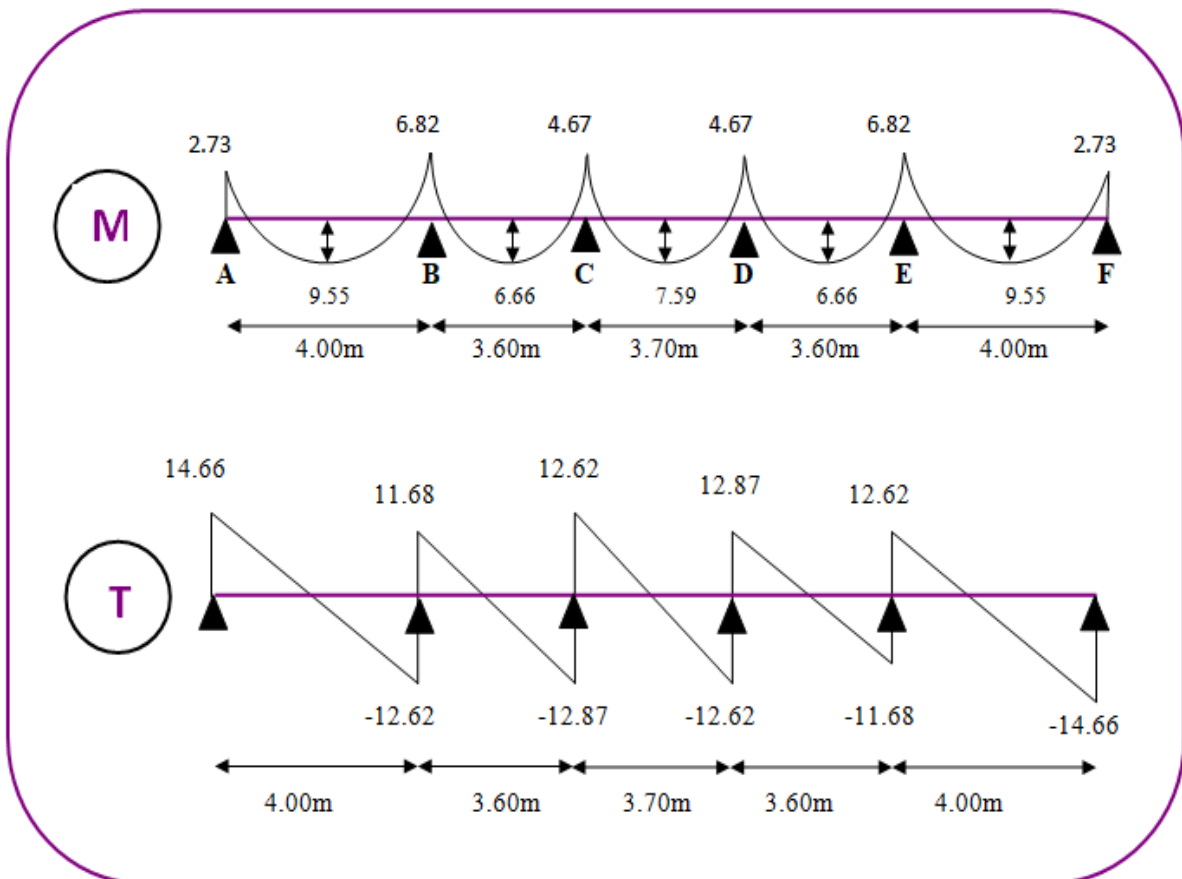


Figure III-27: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher terrasse (Type 1).

✓ A L'ELS : $P_{ser} = 4.98 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_{ser} \times L^2}{8}$$

Calcul de moment :

Les moments sur appuis :

Appui (A) = Appui(F) = $0.2M_o$

Appui (B) = Appui(E) = $0.5M_o$

Appui (C) = Appui(D) = $0.4M_o$

Les moments en travées :

La travée de rive (travée A-B, E-F) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o]$$

$$M_t + \frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2} \geq \max[1.05M_o; 1.039M_o]$$

$$M_t + 0.35M_o \geq 1.05M_o$$

$$M_t \geq 0.7M_o$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_o$$

$$M_t \geq 0.620M_o$$

On adopte : $M_t = 0.7 M_o$

Travée intérieure (travée B-C, D-E) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o]$$

$$M_t + \frac{0.4M_o + 0.5M_o}{2} \geq \max[1.05M_o; 1.039M_o]$$

$$M_t + 0.45M_o \geq 1.05M_o$$

$$M_t \geq 0.6M_o$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_o$$

$$M_t \geq 0.520M_0$$

On adopte : $M_t=0.6 M_0$

Travée intérieure (travée C-D)

$$1- M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.039M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq 0.65M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_t \geq 0.520M_0$$

On adopte : $M_t=0.65M_0$

Les moments en travée :

Tableau III-41: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELS de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	4.00	3.60	3.70	3.60	4.00
coefficient	0.7	0.6	0.65	0.6	0.7
M ₀ (KN.m)	9.96	8.10	8.52	8.10	9.96
M _t (KN.m)	6.97	4.86	5.54	4.86	6.97

Les moments sur appuis :

Tableau III-42: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELS plancher terrasse.

appui	A	B	C	D	E	F
coefficient	0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
M ₀ (KN.m)	9.96	9.96	8.52	8.52	9.96	9.96
M _{app} (KN.m)	2.00	4.98	3.41	3.41	4.98	2.00

L'effort tranchant:

$$v_x = v_{0x} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{p_{ser}l}{2}$$

Travée A-B

$$V_{0x} = \frac{4.98 \times 4.00}{2} = 9.96KN$$

$$V_{xA} = 9.96 + \frac{4.98 - 2.00}{4.00} = 10.71KN$$

$$V_{xB'} = -9.96 + \frac{4.98 - 2.00}{4.00} = -9.22KN$$

Travée B-C

$$V_{0x} = \frac{4.98 \times 3.6}{2} = 8.96KN$$

$$V_{xB} = 8.96 + \frac{3.41 - 4.98}{3.6} = 8.52KN$$

$$V_{xC'} = -8.96 + \frac{3.41 - 4.98}{3.6} = -9.40KN$$

Travée C-D

$$V_{0x} = \frac{4.98 \times 3.7}{2} = 9.21KN$$

$$V_{xC} = 9.21 + \frac{3.41 - 3.41}{3.7} = 9.21KN$$

$$V_{xD'} = -9.21 + \frac{3.41 - 3.41}{3.7} = -9.21KN$$

Travée D-E

$$V_{0x} = \frac{4.98 \times 3.6}{2} = 8.96KN$$

$$V_{xD} = 8.96 + \frac{4.98 - 3.41}{3.6} = 9.40KN$$

$$V_{xE'} = -8.96 + \frac{4.98 - 3.41}{3.6} = -8.53KN$$

Travée E-F

$$V_{0x} = \frac{4.98 \times 4.00}{2} = 9.96KN$$

$$V_{xD} = 9.96 + \frac{2 - 4.98}{4.00} = 9.22KN$$

$$V_{xE'} = -9.96 + \frac{2 - 4.98}{4.00} = -10.71KN$$

Tableau III-43: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELS de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$T_d(KN)$	10.71	8.53	9.21	9.40	9.22
$T_g(KN)$	-9.22	-9.40	-9.21	-8.53	-10.71

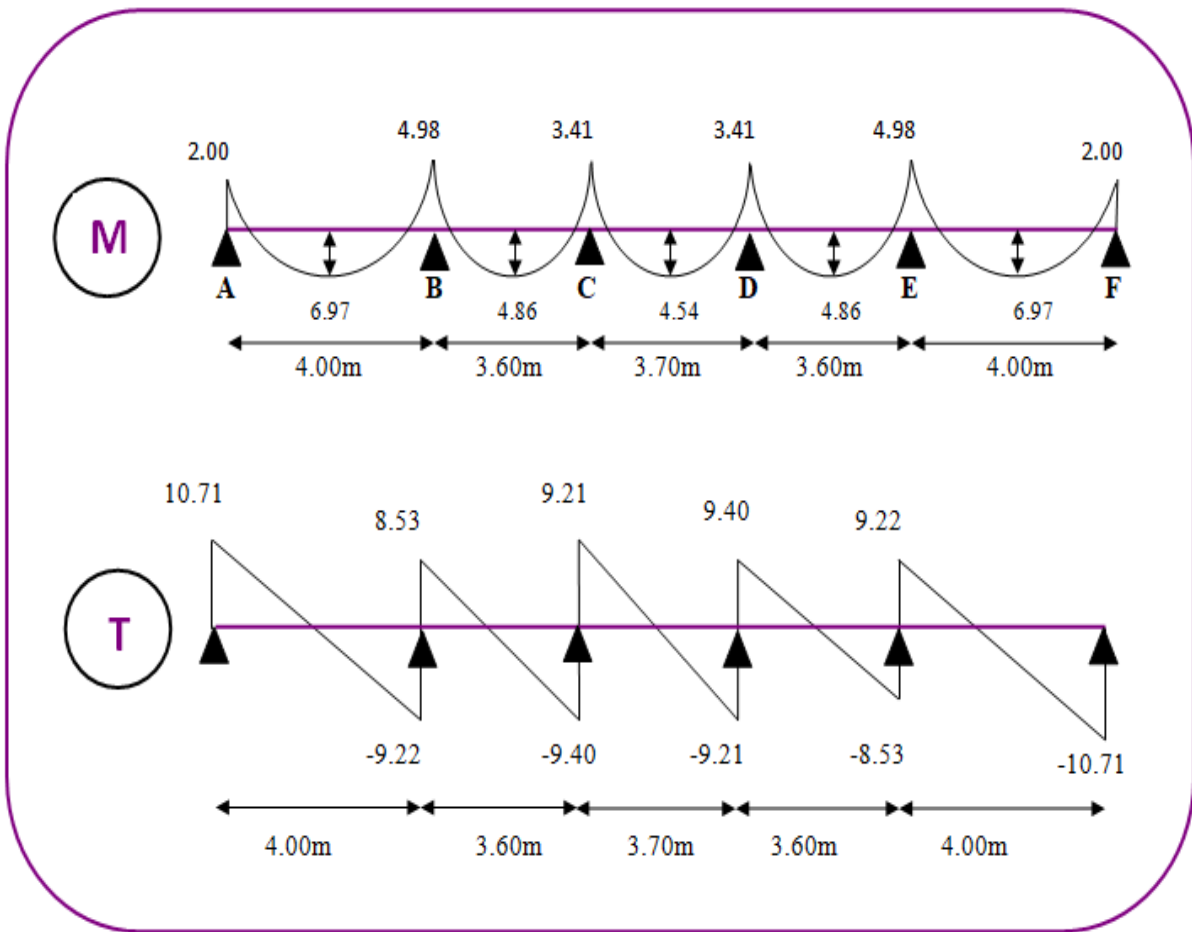


Figure III-28: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher terrasse (Type 1).

Type(2)

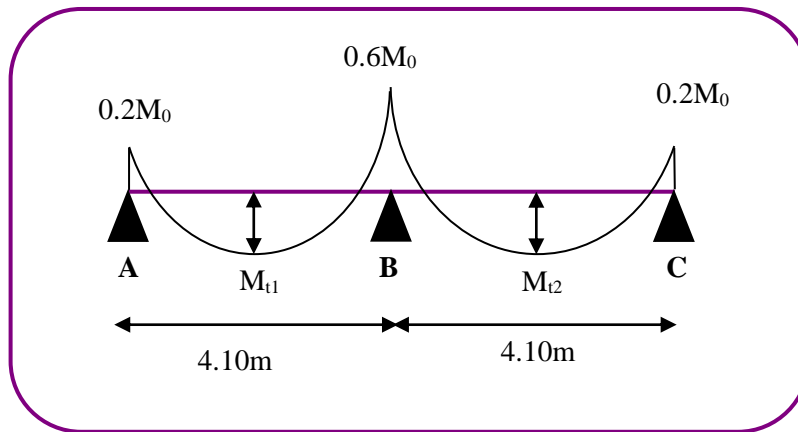


Figure III-29: Diagramme de moment (type 2) de plancher terrasse.

✓ A l'ELU :

Les moments en travée :

Tableau III-44: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C
L (m)	4.10	4.10
coefficient	0.65	0.65
M_0 (KN.m)	14.33	14.33
M_t (KN.m)	9.31	9.31

Les moments sur appuis :

Tableau III-45: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.

Appui	A	B	C
coefficient	0.2	0.6	0.2
M_0 (KN.m)	14.33	14.33	14.33
M_{app} (KN.m)	2.87	8.60	2.87

L'effort tranchant:

Tableau III-46: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELU de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C
$T_d(KN)$	30.77	27.98
$T_g(KN)$	-27.98	-30.77

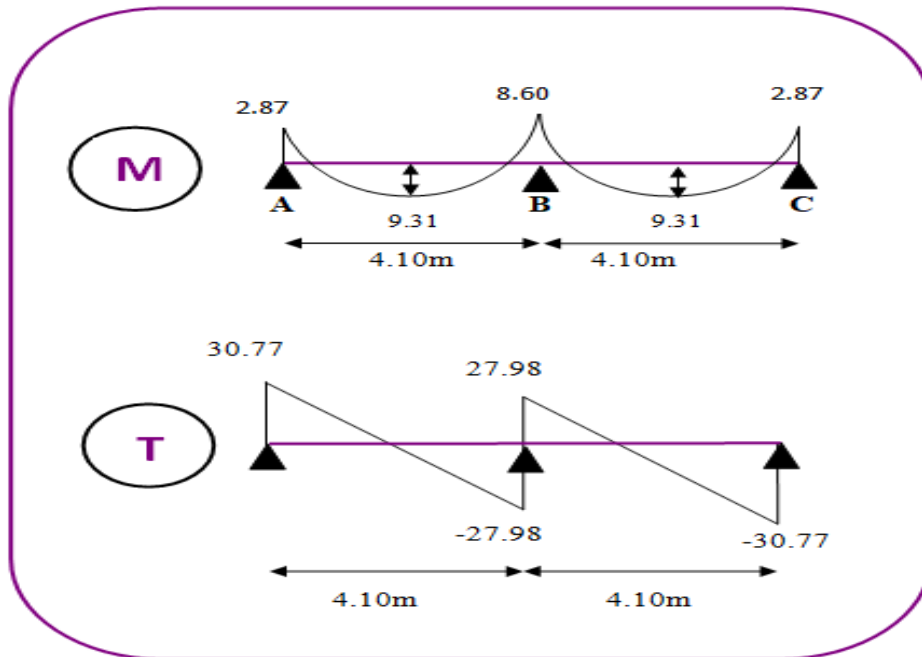


Figure III-30: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher terrasse (Type 2).

✓ **A L'ELS :**

Les moments en travée :

Tableau III-47: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C
L (m)	4.10	4.10
coefficient	0.65	0.65
M_0 (KN.m)	10.46	10.46
M_t (KN.m)	6.80	6.80

Les moments sur appuis :

Tableau III-48: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.

Appui	A	B	C
coefficient	0.2	0.6	0.2
M_0 (KN.m)	10.46	10.46	10.46
M_{app} (KN.m)	2.09	6.28	2.09

L'effort tranchant:

Tableau III-49: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELS de plancher terrasse.

Travée	A-B	B-C
T_d (KN)	22.46	20.42
T_g (KN)	-20.42	-22.46

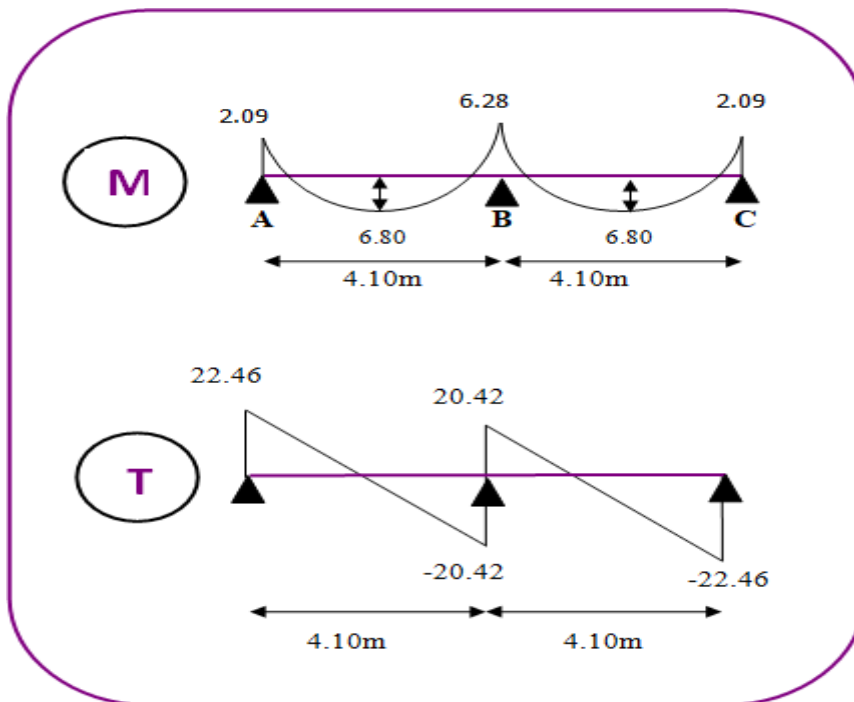


Figure III-31: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher terrasse (Type 2).

III.5.2.5 Etude d'étage courant :

Type(1)

Les charges :

$$G=5.38\text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

Combinaisons d'Actions :

ELU :

$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65$$

$$P_u = 6.18 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_{ser} = (5.38 + 1.5) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4.47\text{KN/ml}$$

Vérifications :

- 1 - $Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 2 \times 5.38 = 10.76\text{KN/m}^2 \longrightarrow (C.V)$
- 2- le moment d'inertie est constant dans les différentes travées $\longrightarrow (C.V)$
- 3- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{4.00}{3.6} = 1.11 < 1.25 \longrightarrow (C.V)$
- 4- La fissuration est peu nuisible puisque les planchers sont protégés. Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

Détermination des sollicitations :

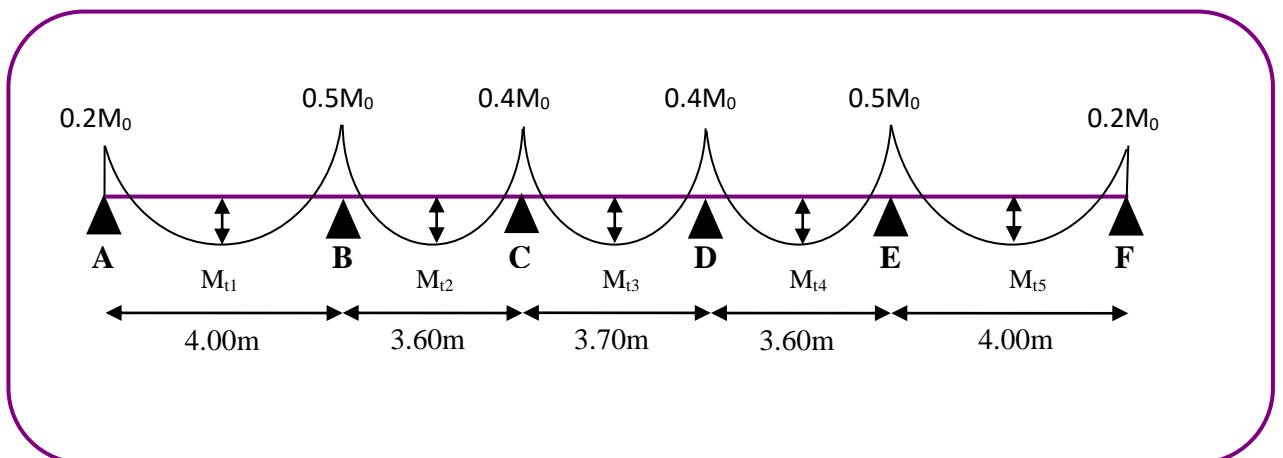


Figure III-32: Diagramme de moment (type1) de plancher étage courant.

On a :

α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.38} = 0.22$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.07 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.63 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.53 \end{array} \right.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ **A L'ELU :** $P_u = 6.18 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

Calcul de moment :

Les moments sur appuis :

Appui (A) = Appui (F) = $0.2M_0$

Appui (B) = Appui (E) = $0.5M_0$

Appui (C) = Appui (D) = $0.4M_0$

Les moments en travées :

La travée de rive (travée A-B, E-F) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.35M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.72M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_t \geq 0.63M_0$$

On adopte : $M_t=0.72 M_0$

Travée intérieure (travée B-C, D-E) :

$$1- M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.45M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.62M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_t \geq 0.53M_0$$

On adopte : $M_t=0.62 M_0$

Travée intérieure (travée C-D)

$$1- M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.67M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_t \geq 0.53M_0$$

On adopte : $M_t=0.67M_0$

Les moments en travée :

Tableau III-50: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	4.00	3.60	3.70	3.60	4.00
coefficient	0.72	0.62	0.67	0.62	0.72
M ₀ (KN.m)	12.36	10.01	10.58	10.01	12.36
M _t (KN.m)	8.90	6.21	7.10	6.21	8.90

Les moments sur appuis :

Tableau III-51: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.

appui	A	B	C	D	E	F
coefficient	0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
M ₀ (KN.m)	12.36	12.36	10.58	10.58	12.36	12.36
M _{app} (KN.m)	2.47	6.18	4.23	4.23	6.18	2.47

L'effort tranchant:

$$v_x = v_{0x} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$v_{0x} = \frac{p_u l}{2}$$

Travée A-B

$$v_{0x} = \frac{6.18 \times 4.00}{2} = 12.36KN$$

$$v_{xA} = 12.36 + \frac{6.18 - 2.47}{4.00} = 13.29KN$$

$$v_{xB'} = -12.36 + \frac{6.18 - 2.47}{4.00} = -11.43KN$$

Travée B-C

$$v_{0x} = \frac{6.18 \times 3.6}{2} = 11.12KN$$

$$v_{xB} = 11.12 + \frac{4.23 - 6.18}{3.6} = 10.58KN$$

$$v_{xC'} = -11.12 + \frac{4.23 - 6.18}{3.6} = -11.67KN$$

Travée C-D

$$v_{0x} = \frac{6.18 \times 3.7}{2} = 11.43KN$$

$$v_{xC} = 11.43 + \frac{4.23 - 4.23}{3.7} = 11.43KN$$

$$v_{xD'} = -11.43 + \frac{4.67 - 4.67}{3.7} = -11.43KN$$

Travée D-E

$$v_{0x} = \frac{6.18 \times 3.6}{2} = 11.12KN$$

$$v_{xD} = 11.12 + \frac{6.18 - 4.23}{3.6} = 11.67KN$$

$$v_{xE'} = -11.12 + \frac{6.18 - 4.23}{3.6} = -10.58KN$$

Travée E-F

$$v_{0x} = \frac{6.18 \times 4.00}{2} = 12.36KN$$

$$v_{xD} = 12.36 + \frac{2.47 - 6.18}{4.00} = 11.43KN$$

$$v_{xE'} = -12.36 + \frac{2.73 - 6.82}{4.00} = -13.29KN$$

Tableau III-52: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELU de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$T_d(KN)$	13.29	10.58	11.43	11.67	11.43
$T_g(KN)$	-11.43	-11.67	-11.43	-10.58	-13.29

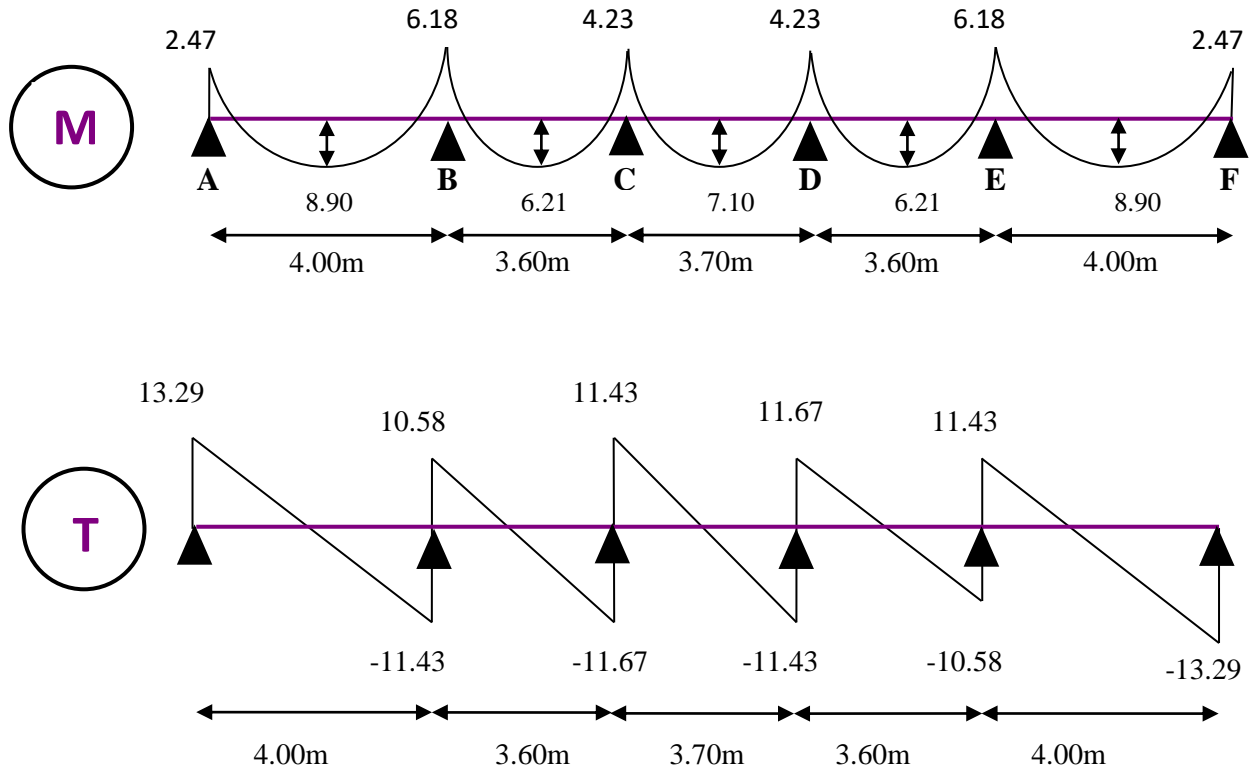


Figure III-33: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage courant (Type 1).

✓ **A L'ELS :** $P_{ser} = 4.47 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_{ser} \times L^2}{8}$$

Calcul de moment :

Les moments sur appuis :

Appui (A) = Appui (F) = $0.2M_o$

Appui (B) = Appui (E) = $0.5M_o$

Appui (C) = Appui (D) = $0.4M_o$

Les moments en travées :

La travée de rive (travée A-B, E-F) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.35M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.72M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0$$

$$M_t \geq 0.63M_0$$

On adopte : $M_t = 0.72 M_0$

Travée intérieure (travée B-C, D-E) :

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.45M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.62M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0$$

$$M_t \geq 0.53M_0$$

On adopte : $M_t = 0.62 M_0$

Travée intérieure (travée C-D)

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; 1.07M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.07M_0$$

$$M_t \geq 0.67M_0$$

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0$$

$$M_t \geq 0.53M_0$$

On adopte : $M_t=0.67M_0$

Les moments en travée :

Tableau III-53: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	4.00	3.60	3.70	3.60	4.00
coefficient	0.72	0.62	0.67	0.62	0.72
M ₀ (KN.m)	8.94	7.24	7.65	7.24	8.94
M _t (KN.m)	6.44	4.49	5.13	4.49	6.44

Les moments sur appuis :

Tableau III-54: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.

appui	A	B	C	D	E	F
coefficient	0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
M ₀ (KN.m)	8.94	8.94	7.65	7.65	8.94	8.94
M _{app} (KN.m)	1.79	4.47	3.06	3.06	4.47	1.79

L'effort tranchant:

$$v_x = v_{0x} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$v_{0x} = \frac{p_{ser}l}{2}$$

Travée A-B

$$v_{0x} = \frac{4.47 \times 4.00}{2} = 8.94KN$$

$$v_{xA} = 8.94 + \frac{4.47 - 1.79}{4.00} = 9.61KN$$

$$v_{xB'} = -8.94 + \frac{4.47 - 1.79}{4.00} = -8.27KN$$

Travée B-C

$$V_{0x} = \frac{4.47 \times 3.6}{2} = 8.05KN$$

$$V_{xB} = 8.05 + \frac{3.06 - 4.47}{3.6} = 7.65KN$$

$$V_{xC'} = -8.05 + \frac{3.06 - 4.47}{3.6} = -8.44KN$$

Travée C-D

$$V_{0x} = \frac{4.47 \times 3.7}{2} = 8.27KN$$

$$V_{xC} = 8.27 + \frac{3.06 - 3.06}{3.7} = 8.27KN$$

$$V_{xD'} = -8.27 + \frac{3.41 - 3.41}{3.7} = -8.27KN$$

Travée D-E

$$V_{0x} = \frac{4.47 \times 3.6}{2} = 8.05KN$$

$$V_{xD} = 8.05 + \frac{4.47 - 3.06}{3.6} = 8.44KN$$

$$V_{xE'} = -8.05 + \frac{4.47 - 3.06}{3.6} = -7.65KN$$

Travée E-F

$$V_{0x} = \frac{4.47 \times 4.00}{2} = 8.94KN$$

$$V_{xD} = 8.94 + \frac{1.47 - 4.47}{4.00} = 8.27KN$$

$$V_{xE'} = -8.94 + \frac{1.47 - 4.47}{4.00} = -9.61KN$$

Tableau III-55: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 1 à l'ELS de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$T_d(KN)$	9.61	7.65	8.27	8.44	8.27
$T_g(KN)$	-8.27	-8.44	-8.27	-7.65	-9.61

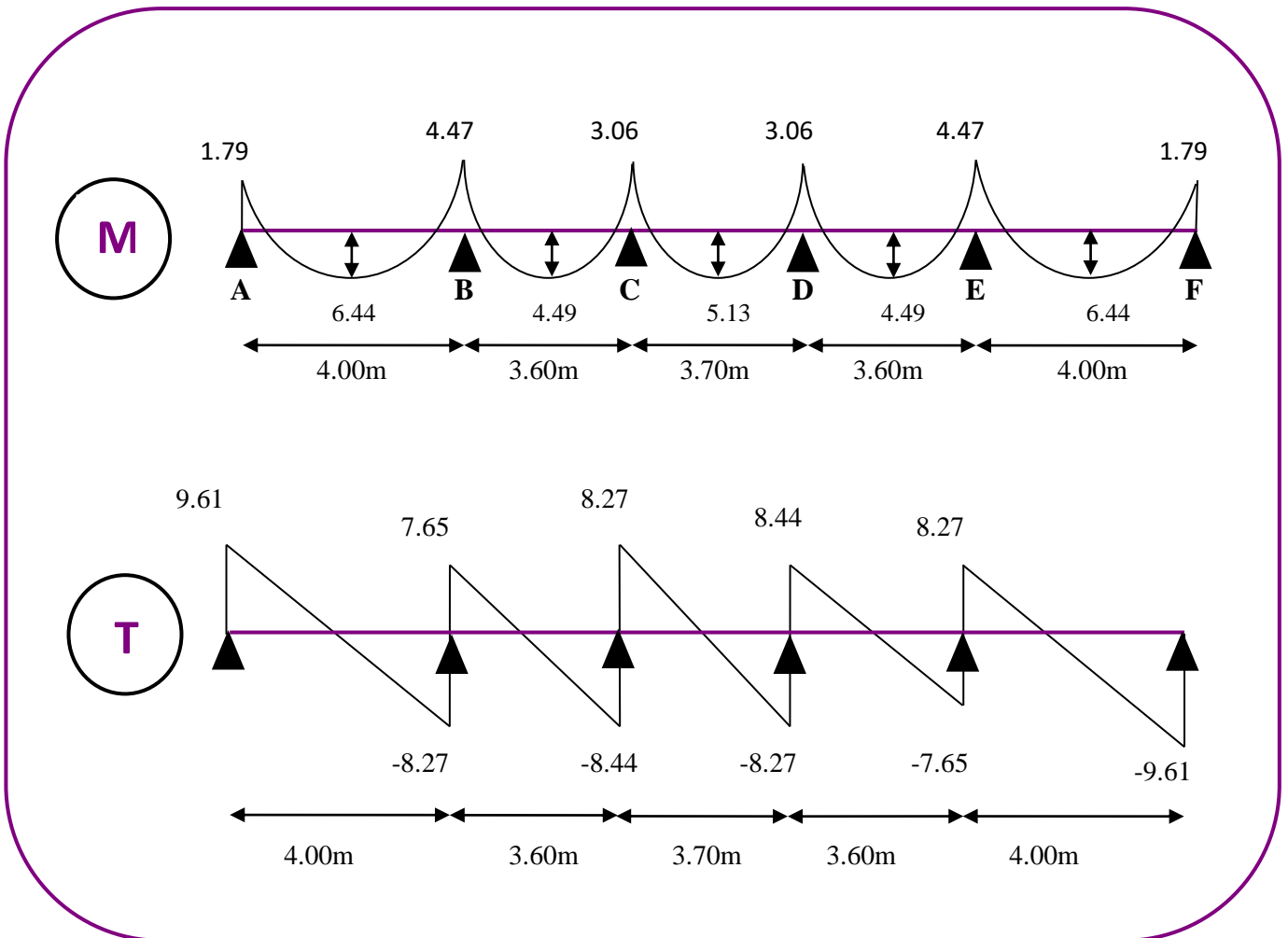


Figure III-34 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage courant (Type 1).

Type(2) :

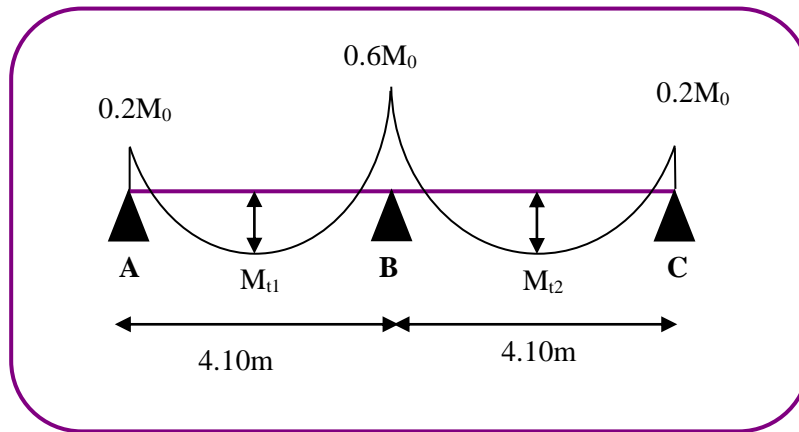


Figure III-35: Diagramme de moment (type 2) de plancher étage courant.

✓ A L'ELU

Les moments en travée :

Tableau III-56: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C
L (m)	4.10	4.10
coefficient	0.67	0.67
M_0 (KN.m)	12.99	12.99
M_t (KN.m)	8.70	8.70

Les moments sur appuis :

Tableau III-57: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.

Appui	A	B	C
coefficient	0.2	0.6	0.2
M_0 (KN.m)	12.99	12.99	12.99
M_{app} (KN.m)	2.60	7.80	2.60

L'effort tranchant:

Tableau III-58: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELU de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C
$T_d(KN)$	13.94	11.41
$T_g(KN)$	-11.41	-13.94

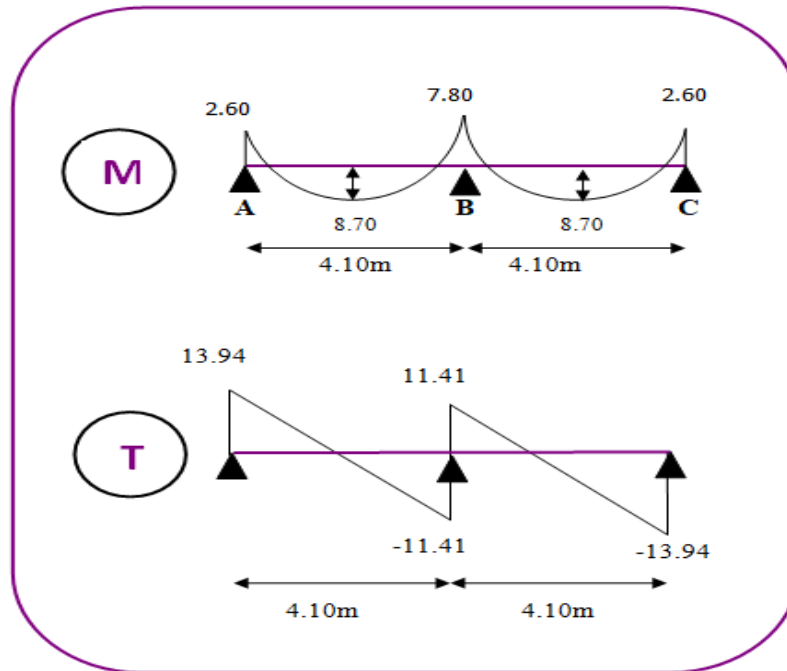


Figure III-36:Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage courant(Type 2).

✓ A L'ELS :

Les moments en travée :

Tableau III-59: récapitulatif des résultats des moments en travée pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C
L (m)	4.10	4.10
coefficient	0.65	0.65
M_0 (KN.m)	9.40	9.40
M_t (KN.m)	6.30	6.30

Les moments sur appuis :

Tableau III-60: récapitulatif des résultats des moments sur appuis pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.

Appui	A	B	C
coefficient	0.2	0.6	0.2
M_0 (KN.m)	9.40	9.40	9.40
M_{app} (KN.m)	1.88	5.64	1.88

L'effort tranchant:

Tableau III-61: récapitulatif des résultats de l'effort tranchant des travées pour le type 2 à l'ELS de plancher étage courant.

Travée	A-B	B-C
T_d (KN)	10.08	8.25
T_g (KN)	-8.25	-10.08

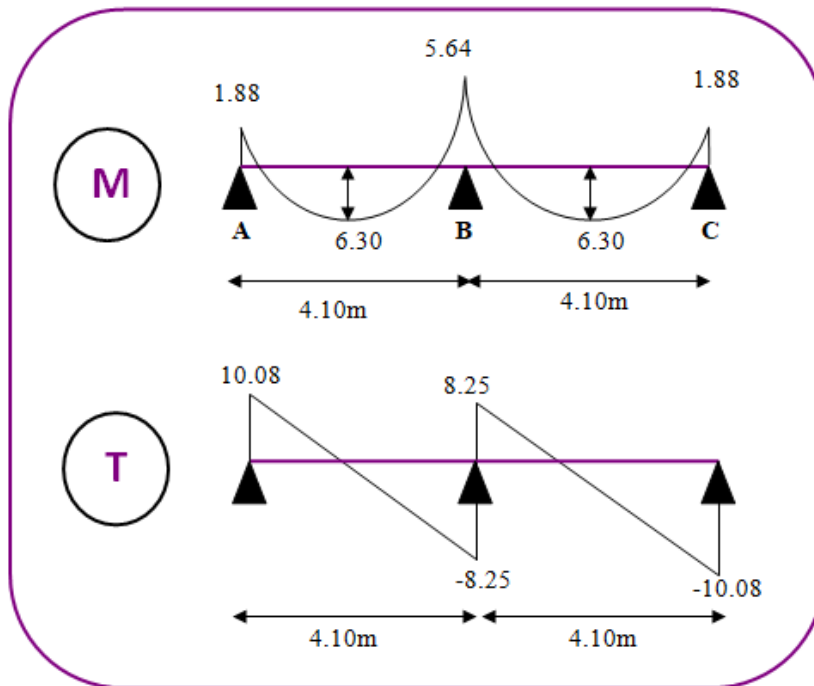


Figure III-37: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage courant (Type 2).

Résultats final :

Tableau III-62: Résultats final des sollicitations de plancher.

			$M_{amax}(KN.m)$	$M_{tmax}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
Terrasse	ELU	Type 1	6.82	9.55	14.66
		Type 2	8.60	9.31	30.77
	ELS	Type 1	4.98	6.97	10.71
		Type 2	6.28	6.80	22.46
Etage courant	ELU	Type 1	6.18	8.90	13.29
		Type 2	7.80	8.70	13.94
	ELS	Type 1	4.47	6.44	9.61
		Type 2	5.64	6.30	10.08

III.5.2.6 Calcul du ferrailage:

On va calculer le ferrailage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

Les armatures longitudinales

a- Plancher Terrasse :

Type 1

Tableau III-63: Les sollicitations de plancher terrasse (Type 1).

	$M_a \text{ max (KN.m)}$	$M_t \text{ max (KN.m)}$	$T \text{ max (KN)}$
ELU	6.82	9.55	14.66
ELS	4.98	6.97	10.71

$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$

$c = c_0 + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad c_0 = 1 \text{ cm}$

$\phi \geq \frac{h}{10} = 2, \Rightarrow c = 3 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

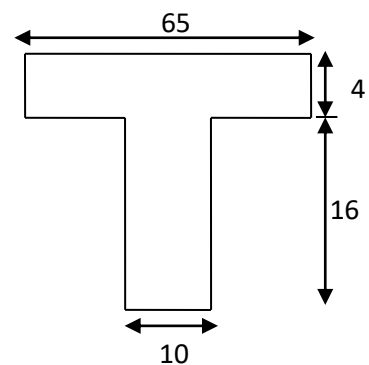


Figure III-38: Section de ferrailage de poutrelle.

ELU

En Travée :

Le moment fléchissant M_{tab} équilibré par la table est :

$$M_{tab} = \sigma_b b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(17 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 55.38 \text{KN.m} > M_t^{max} = 9.55 \text{KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm.

Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec } : \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$h=40\text{cm} \quad d = 0.9h=36\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad \mu_l=0.392$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-64: calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher terrasse (Type 1).

	M_u (KN.m)	b(cm)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	9.55	65	0.036	0.046	0.98	1.64
Appuis	6.82	10	0.17	0.23	0.91	1.26

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001.b.h$$

Tableau III-65: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher terrasse (Type 1).

	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.64	1.33	1.3	1.64	2HA12=2.26
Appuis	1.26	0.21	0.2	1.26	1HA14=1.54

- ELS : (BAEL83 ;page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-66: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher terrasse (Type 1).

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.046	9.55	6.97	1.37	25	0,44	vérifier
Appuis	0.23	6.82	4.98	1.37	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14.66 \times 10^3}{100 \times 170} = 0.86 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 MPa) \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.86 MPa \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 14, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.7, 14, 10) \Rightarrow \phi_t \leq 5.7 mm$$

soit $\phi_t = 6 mm \Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56 cm^2$

L'espacement: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 cm) = \min(15.3; 40) = 15.3 cm$$

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = 32.9 cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.86 - 0.3 \times 2.1)} = 44.78 cm \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec une espacement de 15cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8b_0af_{c28}}{2\gamma_b}; \quad \text{BAEL91 (A. 5.1.313)}$$

Au maximum $a = 0.9d = 15.30 \text{ cm}$.

$$V_u = 14.66\text{KN} \leq \frac{0.8b_0af_{c28}}{2\gamma_b} = \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{2 \times 1.5} = 102\text{KN}$$

$$V_u = 14.66\text{KN} < 102\text{KN} \Rightarrow \text{cv}$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \quad \text{BAEL91 (A.5.1.312)}$$

$$1.15 \times \frac{14.66 \times 10^3}{400} = 42.15\text{mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 42.15 \text{ mm}^2$$

Type 2

Tableau III-67: Les sollicitations de plancher terrasse (Type 2).

	M_a max (KN.m)	M_t max (KN.m)	T max (KN)
ELU	8.60	9.31	30.77
ELS	6.28	6.80	22.46

ELU

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$h=40\text{cm} \quad d = 0.9h=36\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad \mu \ell = 0.392$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III-68: calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher terrasse (Type 2).

	M_u (KN.m)	b(cm)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Travée	9.31	65	0.035	0.045	0.98	1.61
Appuis	8.60	10	0.21	0.33	0.87	1.67

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{\min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0.001.b.h$$

Tableau III-69: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher terrasse (Type 2).

	A_u (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{\min}^2 (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.61	1.33	1.3	1.61	2HA12=2.26
Appuis	1.67	0.21	0.2	1.67	2HA12=2.26

- ELS : (BAEL83 ; page262)

Tableau III-70: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher terrasse (Type 2).

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.045	9.31	6.80	1.37	25	0,44	vérifier
Appuis	0.33	8.60	6.28	1.37	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30.77 \times 10^3}{100 \times 170} = 1.81 \text{MPa} \quad (\text{A.5.1.1})$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{MPa}) \dots \dots (\text{A5.1.211})$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 1.81 \text{MPa} \rightarrow \text{C. vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.7, 12, 10) \Rightarrow \phi_t \leq 5.7 \text{mm}$$

soit $\phi_t = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56 \text{cm}^2$

L'espacement: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(15.3; 40) = 15.3\text{cm}$$

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = 32.9\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{10 \times 1.15 \times (1.81 - 0.3 \times 2.1)} = 8.73\text{cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 9 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8b_0 a f_{c28}}{2\gamma_b}; \quad \text{BAEL91 (A. 5.1.313)}$$

Au maximum $a = 0.9d = 15.30 \text{ cm}$.

$$V_u = 30.77\text{KN} \leq \frac{0.8b_0 a f_{c28}}{2\gamma_b} = \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{2 \times 1.5} = 102\text{KN}$$

$$V_u = 30.77\text{KN} < 102\text{KN} \Rightarrow \text{cv}$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \quad \text{BAEL91 (A.5.1.312)}$$

$$1.15 \times \frac{30.77 \times 10^3}{400} = 88.46\text{mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 88.46 \text{ mm}^2$$

b- Plancher Étage Courant :

Type 1

Tableau III-71: Les sollicitations de plancher étage courant (Type 1).

	$M_a \text{ max (KN.m)}$	$M_t \text{ max (KN.m)}$	$T \text{ max (KN)}$
ELU	6.18	8.90	13.29
ELS	4.47	6.44	9.61

ELU

Tableau III-72: Calcul les armatures longitudinales à l'ELU de plancher étage courant (Type 1).

	M _u (KN.m)	b (cm)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Travée	8.90	65	0.033	0.042	0.98	1.54
Appuis	6.18	10	0.15	0.20	0.92	1.14

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{\min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0.001.b.h$$

Tableau III-73: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher étage courant (Type 1).

	A _u (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.54	1.33	1.3	1.54	2HA12=2.26
Appuis	1.14	0.21	0.2	1.13	1HA12=1.13

- ELS : (BAEL83 ;page262)

Tableau III-74: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher étage courant (Type 1).

	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
Travée	0.042	8.90	6.44	1.38	25	0,44	vérifier
Appuis	0.20	6.18	4.47	1.36	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{13.29 \times 10^3}{100 \times 170} = 0.78 MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5MPa) \dots \dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33MPa; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa > \tau_u = 0.78MPa \rightarrow \text{C. vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.7, 12, 10) \Rightarrow \phi_t \leq 5.7mm$$

$$\text{soit } \phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56cm^2$$

L'espacement: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(15.3; 40) = 15.3cm$$

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = 32.9cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.78 - 0.3 \times 2.1)} = 68.66cm \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec une espacement de 15cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8b_0 a f_{c28}}{2\gamma_b}; \quad \text{BAEL91 (A. 5.1.313)}$$

Au maximum $a = 0.9d = 15.30 \text{ cm}$.

$$V_u = 13.29KN \leq \frac{0.8b_0 a f_{c28}}{2\gamma_b} = \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{2 \times 1.5} = 102KN$$

$$V_u = 13.29KN < 102KN \Rightarrow \text{cv}$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \quad \text{BAEL91 (A.5.1.312)}$$

$$1.15 \times \frac{13.29 \times 10^3}{400} = 38.21mm^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 38.21 \text{ mm}^2$$

Type 2

Tableau III-75: Les sollicitations de plancher étage courant (Type 2).

	$M_a \text{ max (KN.m)}$	$M_t \text{ max (KN.m)}$	$T \text{ max (KN)}$
ELU	7.80	8.70	13.94
ELS	5.64	6.30	10.08

ELU

Tableau III-76: Calcul les armatures longitudinales de plancher étage courant (Type 2).

	$M_u \text{ (KN.m)}$	$b \text{ (cm)}$	μ	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	8.70	65	0.033	0.041	0.98	1.49
Appuis	7.80	10	0.19	0.26	0.89	1.47

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001.b.h$$

Tableau III-77: récapitulatif résultats du ferrailage de plancher étage courant (Type 2).

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.49	1.33	1.3	1.49	2HA12=2.26
Appuis	1.47	0.21	0.2	1.47	2HA12=2.26

- ELS : (BAEL83 ;page262)

Tableau III-78: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS de plancher étage courant (Type 2).

	α	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	γ	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.041	8.70	6.30	1.38	25	0,44	vérifier
Appuis	0.26	7.80	5.64	1.380	25	0,44	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13.94 \times 10^3}{100 \times 170} = 0.82 \text{MPa} \quad (\text{A.5.1.1})$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{MPa}) \dots (\text{A5.1.211})$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 0.82 \text{MPa} \rightarrow \text{C. vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Diamètre minimal : BAEL91(A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.7, 12, 10) \Rightarrow \phi_t \leq 5.7 \text{mm}$$

soit $\phi_t = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56 \text{cm}^2$

L'espacement: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = \min(15.3; 40) = 15.3 \text{cm}$$

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = 32.9 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 54.21 \text{cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec une espacement de 15cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 b_0 a f_{c28}}{2 \gamma_b}; \quad \text{BAEL91 (A. 5.1.313)}$$

Au maximum $a = 0.9d = 15.30 \text{ cm.}$

$$V_u = 13.94 \text{KN} \leq \frac{0.8 b_0 a f_{c28}}{2 \gamma_b} = \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{2 \times 1.5} = 102 \text{KN}$$

$$V_u = 13.94 \text{KN} < 102 \text{KN} \Rightarrow \text{CV}$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \quad \text{BAEL91 (A.5.1.312)}$$

$$1.15 \times \frac{13.94 \times 10^3}{400} = 40.08 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 40.08 \text{ mm}^2$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{4.10} = 0.049 > 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.10} = 0.049 \geq \frac{9.55}{15 \times 13.64} = 0.047 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{ la section des armatures } \perp \text{ aux nervures }).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset = 0.85 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treilli soudé TS $\emptyset 6$ (20x30) cm^2 .

III.5.2.7 Schéma de ferrailage :

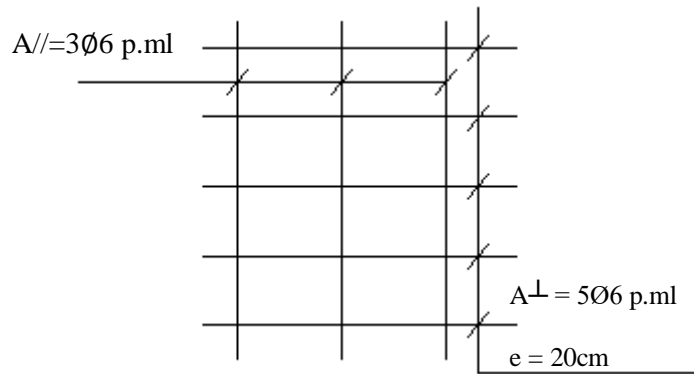


Figure III-39: Ferrailage de la dalle de compression.

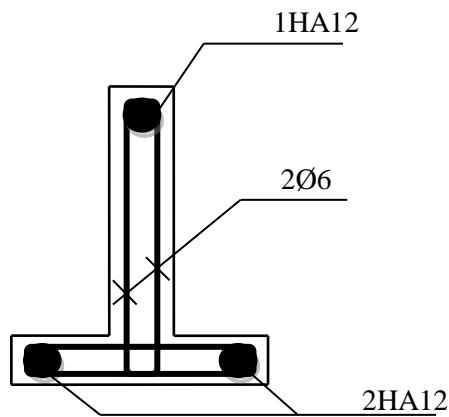


Figure III-40: Ferrailage de la Poutrelle de terrasse type 2 en travée.

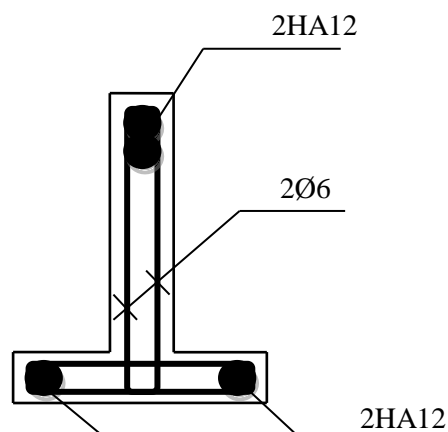


Figure III-41: Ferrailage de la Poutrelle de terrasse type 2 sur appuis.

III.5.3 Dalle pleine :

Les dalles sont des éléments rectangulaires, de dimensions l_x et l_y , appuyés sur leurs quatre côtés. Nous désignerons par l_x la plus petite dimension de la dalle, on aura donc $l_x \leq l_y$. En général, on considère dans l'étude des dalles une tranche de 1m de largeur, c'est-à-dire que l'on a $b = 100\text{cm}$

III.5.3.1 Cas de plusieurs dalles :

La méthode examinée ci-dessus permet de déterminer les moments M_{ox} et M_{oy} , suivant l_x et l_y , dans le cas où la dalle est simplement appuyée sur son pourtour.

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis.

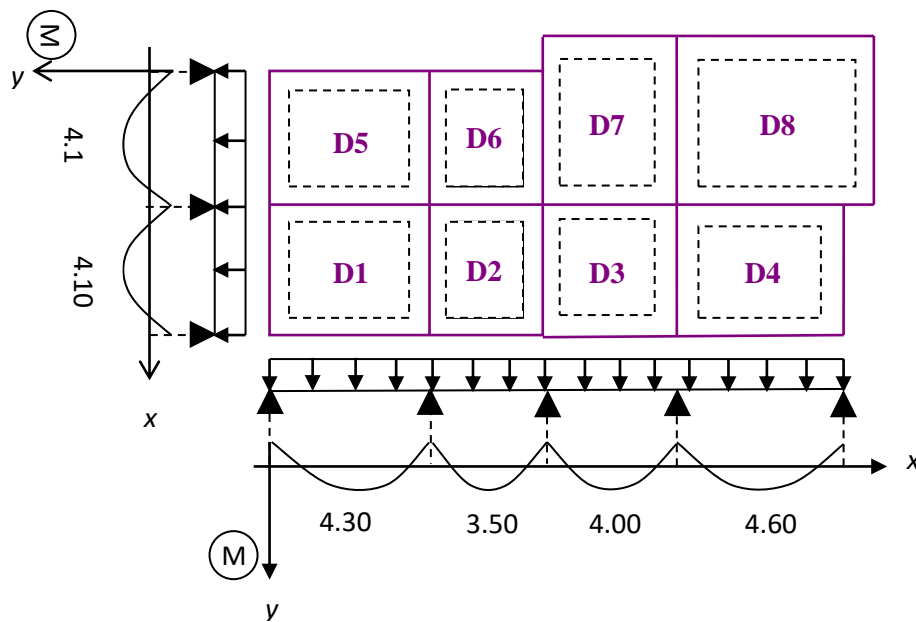


Figure III-42: schéma de la dalle pleine.

III.5.3.2 Combinaison d'action:

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.50Q$$

$$P_u = 1.35 \times 6.33 + 1.50 \times 1.50$$

$$P_u = 10.8\text{KN/m}$$

ELS :

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

$$P_{ser} = 6.33 + 1.50$$

$$P_{ser} = 7.83\text{KN/m}$$

III.5.3.3 Les sollicitations:

Calcul de ρ :

1) Dalle portant selon deux sens $\rightarrow 0,4 < \rho < 1$

2) Dalle portant selon un seul sens $\rightarrow 0 < \rho \leq 0,4$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ et } l_x \leq l_y$$

Tableau III-79: Calcul de ρ de la dalle pleine.

Dalle	Ly	Lx	ρ
D1	4.3	4.1	0.95
D2	4.1	3.5	0.85
D3	4.1	4	0.98
D4	4.6	4.1	0.89
D5	4.3	4.1	0.95
D6	4.1	3.5	0.85
D7	5.25	4	0.76
D8	5.25	5.25	1

Calcul des moments M_x et M_y :

Cas des dalles rectangulaires uniformément chargées et articulées sur leur contour avec

$$0,4 < \rho \leq 1 :$$

Dans le sens de la petite portée: $M_{0x} = \mu_x P l_x^2$

Dans le sens de la grande portée: $M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$

l_x : Le petit coté. Les valeurs des coefficients ; μ_x et μ_y , sont données, en fonction du rapport $\rho=l_x/l_y$ et de coefficient de Poisson ν , par le tableau (Annexe E3 des règles BAEL).

Nous avons les dalles appuyées sur 4 cotés D1 jusqu'à D4 et de D5 \rightarrow D8.

Tableau III-80: Calcul les moments de la dalle pleine à l'ELU.

ELU							
Dalle	ρ	$l_x(m)$	μ_x	μ_y	$P_u(KN/m)$	$M_{0x}(KN.m)$	$M_{0y}(KN.m)$
D1	0.95	4.10	0.041	0.888	10.8	7.44	6.61
D2	0.85	3.50	0.0509	0.685	10.8	6.73	4.61
D3	0.98	4.00	0.0385	0.956	10.8	6.65	6.36
D4	0.89	4.10	0.0468	0.759	10.8	8.49	6.45
D5	0.95	4.10	0.041	0.888	10.8	7.44	6.61
D6	0.85	3.50	0.0509	0.685	10.8	6.73	4.61
D7	0.76	4.00	0.061	0.525	10.8	10.54	5.53
D8	1	5.25	0.0368	1	10.8	10.95	10.95

Tableau III-81: Calcul les moments de la dalle pleine à l'ELS.

ELS							
Dalle	ρ	Dalle	ρ	Dalle	ρ	Dalle	ρ
D1	0.95	D1	0.95	D1	0.95	D1	0.95
D2	0.85	D2	0.85	D2	0.85	D2	0.85
D3	0.98	D3	0.98	D3	0.98	D3	0.98
D4	0.89	D4	0.89	D4	0.89	D4	0.89
D5	0.95	D5	0.95	D5	0.95	D5	0.95
D6	0.85	D6	0.85	D6	0.85	D6	0.85
D7	0.76	D7	0.76	D7	0.76	D7	0.76
D8	1	D8	1	D8	1	D8	1

Calcul des moments M_E , M_w et M_t :

$$M_{app} = \begin{cases} 0,3 M_{0x} \text{ ou } 0,3 M_{0y} \\ 0,5 M_{0x,0y} \text{ ou } 0,4 M_{0x,0y} \end{cases} \quad \text{et} \quad M_t = 0,85 \text{ ou } 0,75 M_{0x,0y}$$

Calcul des moments suivant X :

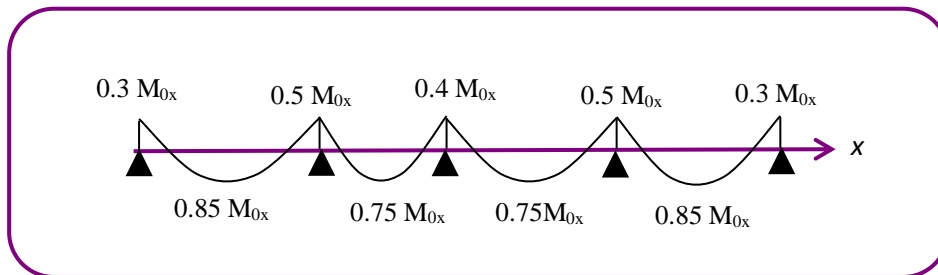


Figure III-43: Diagramme de moment suivant x de la dalle pleine.

Les moments en travée :

- $T_{max} = \frac{Pl_x l_y}{2l_x + l_y}$

Tableau III-82: Les moments en travée suivant x de la dalle pleine.

Dalle	$M_t(\text{KN.m})$ - ELU	$M_t(\text{KN.m})$ - ELS	T_u (KN)
D1	6.32	5.40	15.23
D2	5.05	4.17	13.96
D3	4.99	4.31	14.64
D4	7.22	6.03	15.91
D5	6.32	5.40	15.23
D6	5.05	4.17	13.96
D7	7.90	6.33	17.12
D8	9.31	8.11	18.9

Les moments sur appuis:

Tableau III-83: Les moments sur appuis suivant x de la dalle pleine.

Appui	Coefficient	$M_{app}(KN.m)$ -ELU	$M_{app}(KN.m)$ -ELS
D1/D2	0.5	3.2	3.18
D2/D3	0.4	2.69	2.30
D3/D4	0.5	4.25	3.55
D5/D6	0.5	3.72	3.18
D6/D7	0.4	4.21	3.38
D7/D8	0.5	5.47	4.77
A extrémité de panneau D1	0.3	2.23	1.91
A extrémité de panneau D4	0.3	2.55	2.13
A extrémité de panneau D5	0.3	2.23	1.91
A extrémité de panneau D8	0.3	3.28	2.86

Calcul des moments suivant Y :

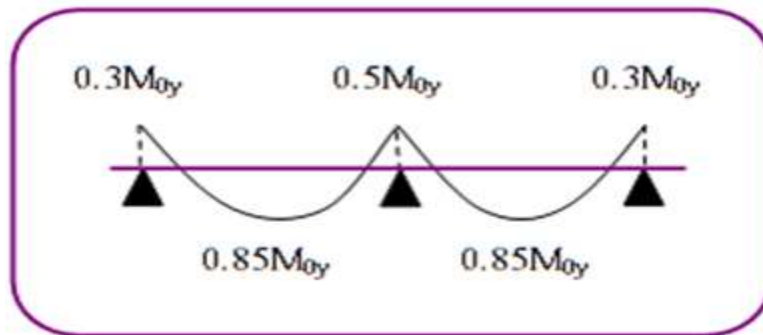


Figure III-44: Diagramme de moment suivant y de la dalle pleine.

Les moments en travées :

Tableau III-84: Les moments en travée suivant y de la dalle pleine.

Dalle	$M_t(KN.m)$ -ELU	$M_t(KN.m)$ -ELS
D1	5.62	4.99
D2	5.62	4.99
D3	5.40	4.74
D4	5.48	5.02
D5	5.62	4.99
D6	5.62	4.99
D7	4.70	4.72
D8	9.31	8.11

Les moments sur appuis

Tableau III-85: Les moments sur appuis suivant y de la dalle pleine.

Appui	Coefficient	Mapp(KN.m)-ELU	Mapp(KN.m)-ELS
D1/D5	0.5	3.30	2.93
D3/D7	0.5	3.18	2.79
D4/D8	0.5	5.47	4.77
A extrémité de panneau D1	0.3	1.98	1.76
A extrémité de panneau D5	0.3	1.98	1.76
A extrémité de panneau D3	0.3	1.91	1.67
A extrémité de panneau D7	0.3	1.66	1.66
A extrémité de panneau D4	0.3	1.93	1.77
A extrémité de panneau D8	0.3	3.28	2.86

Tableau III-86: Les sollicitations de la dalle pleine.

	Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T _{max} (KN)
ELU	X	9.31	5.47	18.9
	Y	9.31	5.47	
ELS	X	8.11	4.77	
	Y	8.11	4.77	

III.5.3.4 Calcul des ferrillages :

Cette dalle n'est pas exposée aux intempéries, donc en prend un enrobage de 2cm.

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5cm$$

Soit $\varnothing = 14mm$

$$d_x = h - (c + \frac{\varnothing}{2})$$

$$d_x = 15 - \left(2 + \frac{1.4}{2}\right) = 12.30cm$$

$$d_y = d_x - \varnothing = 12.3 - 1.4 = 10.9cm$$

On utilise des barres Fe E400

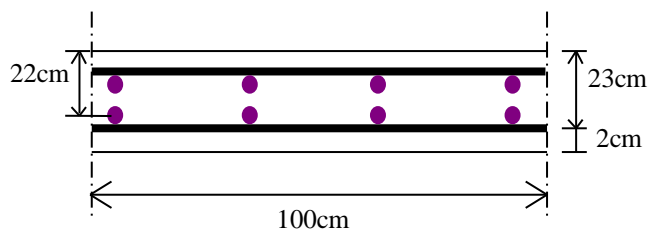


Figure III-45: Coupe d'une dalle pleine.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \mu_t = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau III-87: récapitulatif de Calcul des ferrillages à l'ELU d'une dalle pleine.

		M_u	μ	α	β	A_{cal}
Travée	Sens X	9.31	0.043	0.055	0.978	2.22
	Sens Y	9.31	0.055	0.071	0.971	2.53
Appui	Sens X	5.47	0.025	0.032	0.987	1.29
	Sens Y	5.47	0.032	0.041	0.983	1.47

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^x \geq 0.23bd_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.49cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23bd_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.9 \times \frac{2.1}{400} = 1.32cm^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5cm^2$$

- Condition de non fragilité et section minimal : BAEL 91 (art B.7.4).

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - l_x/l_y}{2} bd_x = 0.0008 \times \frac{3 - 5.25/5.25}{2} \times 100 \times 12.3 = 0.98cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times \frac{3 - 5.25/5.25}{2} \times 100 \times 10.9 = 0.87cm^2$$

Tableau III-88: récapitulatif résultats du ferrillage d'une dalle pleine.

		$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	Sens X	2.22	1.5	2.22	6HA12=6.79
	Sens Y	2.53	1.5	2.53	6HA12=6.79
Appuis	Sens X	1.29	1.5	1.5	6HA12=6.79
	Sens Y	1.47	1.5	1.5	6HA12=6.79

- ELS : (BAEL83 ;page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-89: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle pleine

		A	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
Travée	Sens X	0.055	9.31	8.11	1.15	25	0.33	vérifier
	Sens Y	0.071	9.31	8.11	1.15	25	0.33	vérifier
Appuis	Sens X	0.032	5.47	4.77	1.15	25	0.33	vérifier
	Sens Y	0.041	5.47	4.77	1.15	25	0.33	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{18.9 \times 10^3}{1000 \times 109} = 0.17MPa \quad (A.5.1.1)$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5MPa) \dots\dots (A5.1.211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33MPa; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa > \tau_u = 0.17MPa \rightarrow C. \text{ vérifiée.}$$

Donc, on n’a pas besoin des armatures transversales.

-Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu’il n’est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{525} = 0.029 \geq \frac{9.13}{20 \times 10.95} = 0.042 \dots\dots\dots (cnv)$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 10.9} = 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (cv)$$

Les conditions non vérifié on va calcul la flèche.

✚ **Calcul de la flèche :** BAEL 91 (art B.6.5, 3)

$L_x=5.25m$, la portée est supérieure à 5 m. $\rightarrow f_{max} \leq 0.5cm + \frac{l_x}{1000}$

$$f_{max} = c \frac{5ql_x^4}{384EI} \text{ avec } I = \frac{be^3}{12}$$

$$0.5cm + \frac{l_x}{1000} \geq c \frac{5ql_x^4}{384Ebe^3} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{60000ql_x^3}{384Eb} - \frac{500}{l_x}}$$

$$e = 15cm \geq \sqrt[3]{\frac{60000 \times 10.8 \times 5250^3}{384 \times 32164.2 \times 1000} - \frac{5000}{5250}} = 19.6cm \dots \dots (cnv)$$

On va change l'épaisseur de la dalle donc $h=20cm$.

III.5.3.5 Calcul du ferrailage à l'ELU d'épaisseur 20cm:

Soit $\emptyset = 14mm$, $c=2cm$

$$d_x = h - (c + \frac{\emptyset}{2}) = 20 - (2 + \frac{1.4}{2}) = 17.3cm$$

$$d_y = d_x - \emptyset = 17.3 - 1.4 = 15.9cm$$

On utilise des barres Fe E400

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \mu_l = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau III-90: Calcul des ferrailages à l'ELU d'une dalle pleine.

		M_u	μ	α	β	A_{cal}
Travée	Sens X	9.31	0.022	0.027	0.989	1.56
	Sens Y	9.31	0.026	0.033	0.986	1.71
Appui	Sens X	5.47	0.013	0.016	0.993	0.91
	Sens Y	5.47	0.015	0.019	0.992	1.00

Vérification :

- **ELU :**

➤ condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^x \geq 0.23bd_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.3 \times \frac{2.1}{400} = 2.09cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23bd_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.9 \times \frac{2.1}{400} = 1.92cm^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2.00cm^2$$

- Condition de non fragilité et section minimal : BAEL 91 (art B.7.4).

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - l_x/l_y}{2} bd_x = 0.0008 \times \frac{3 - 5.25/5.25}{2} \times 100 \times 17.3 = 1.38cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times \frac{3 - 5.25/5.25}{2} \times 100 \times 15.9 = 1.27cm^2$$

Tableau III-91: récapitulatif résultats du ferrailage d'une dalle pleine.

		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	Sens X	1.56	2.09	2.09	6HA12=6.79
	Sens Y	1.71	2.00	2.00	6HA12=6.79
Appuis	Sens X	0.91	2.09	2.09	6HA12=6.79
	Sens Y	1.00	2.00	2.00	6HA12=6.79

- ELS : (BAEL83 ;page262)

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-92: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle pleine.

		α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.027	0.055	9.31	8.11	1.15	25	0.33	vérifier
	0.033	0.071	9.31	8.11	1.15	25	0.33	vérifier
Appuis	0.016	0.032	5.47	4.77	1.15	25	0.33	vérifier
	0.019	0.041	5.47	4.77	1.15	25	0.33	vérifier

-Contrainte de cisaillement :

On a la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.9 \times 10^3}{1000 \times 159} = 0.12 \text{MPa} \quad (\text{A.5.1.1})$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{MPa}) \dots (\text{A5.1.211})$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 0.12 \text{MPa} \rightarrow \text{C. vérifiée.}$$

Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

-Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{20}{525} = 0.038 \geq \frac{9.13}{20 \times 10.95} = 0.042 \dots (\text{cnv})$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 15.9} = 0.004 \leq 0.0105 \dots (\text{cv})$$

Les conditions non vérifiées on va calculer la flèche

✚ Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 3)

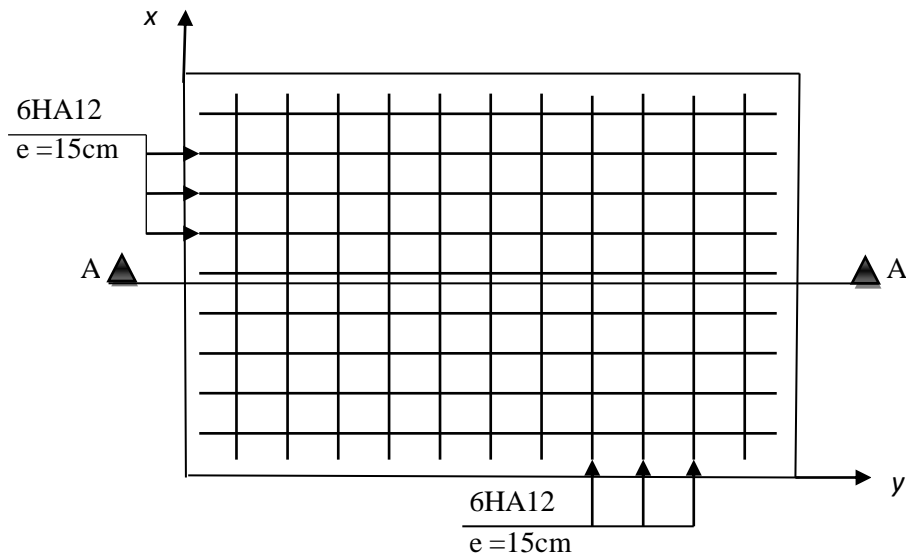
$$f_{max} \leq 0.5 \text{cm} + \frac{l_x}{1000}$$

$$f_{max} = c \frac{5ql_x^4}{384EI} \text{ avec } I = \frac{be^3}{12}$$

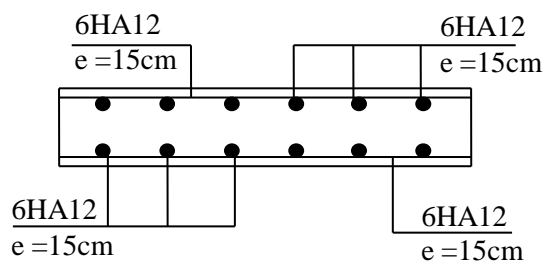
$$0.5 \text{cm} + \frac{l_x}{1000} \geq c \frac{5ql_x^4}{384Ebe^3}$$

$$\Rightarrow 5 + \frac{5250}{1000} = 10.25 \text{mm} \geq \frac{60000 \times 10.8 \times 5250^4}{384 \times 32164.2 \times 1000 \times 200^3} = 4.98 \text{mm} \dots \text{cv}$$

III.5.3.6 Schéma de ferrailage d'une dalle pleine :



Vue en plan



Coupe A-A

Figure III-46: ferrailage de la dalle pleine.

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. Etude dynamique.

IV.1 Etude sismique.

IV.1.1 Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et ou il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rond l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifie selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation contrevent par des voile, est implanté à ANNABA, C'est une zone classée par le RPA 99/ version 2003 comme zone sismicité (Zone IIa : sismicité moyenne) et dans un Site meuble (S3).

IV.1.2 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment.

IV.1.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera : (article 4.1.1)

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.3.1 Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés a ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Demain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003.

IV.1.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

- **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

IV.1.3.3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des Accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.1.4 Calcul des actions sismiques

IV.1.4.1 La méthode statique équivalente : (article 4.2)

Conditions d'application de la méthode : (article 4.1.2)

➤ Régularité en plan Selon (article 3.5.1.a)

$$I. \quad \frac{l_x}{L_x} = \frac{1.1}{17.5} = 0.6 < 0.25 \quad (C.V)$$

$$II. \quad \frac{2l_y}{L_y} = \frac{2 \times 4}{18.9} = 0.42 > 0.25 \quad (C.N.V)$$

$$III. \quad 0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{17.5}{18.9} = 0.93 < 4 \quad (C.V)$$

✚ les conditions ne sont pas vérifiées, donc la structure est

irrégulière en plan, Alors la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée.

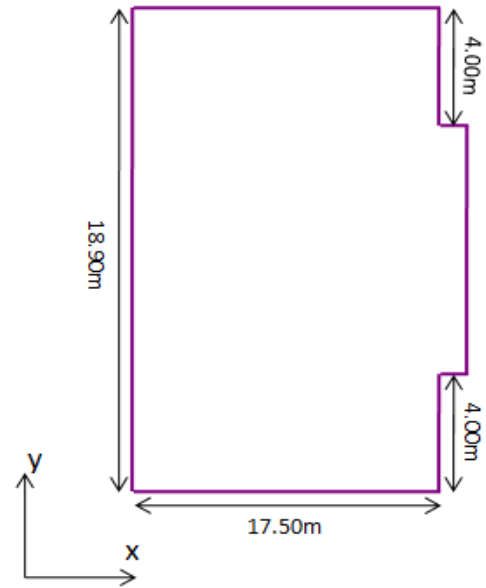


Figure IV-1: Vue en plan.

IV.1.4.2 La méthode d'analyse modale spectrale : (article 4.3)

a. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural Analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

b. Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considère rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

c. Buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

d. Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) :

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

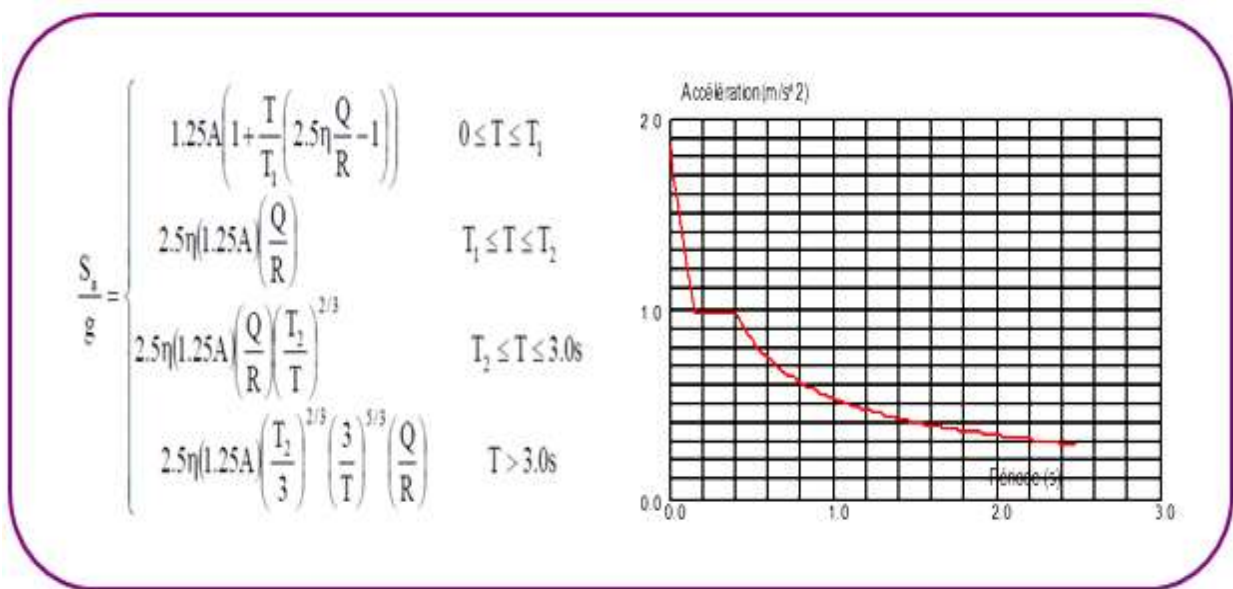


Figure IV-2: Spectre de Réponse.

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%.

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

e. **Analyse de la structure :**

Modélisation de la structure initiale (variante 1) :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, Système de contreventement initial se présente comme suit :

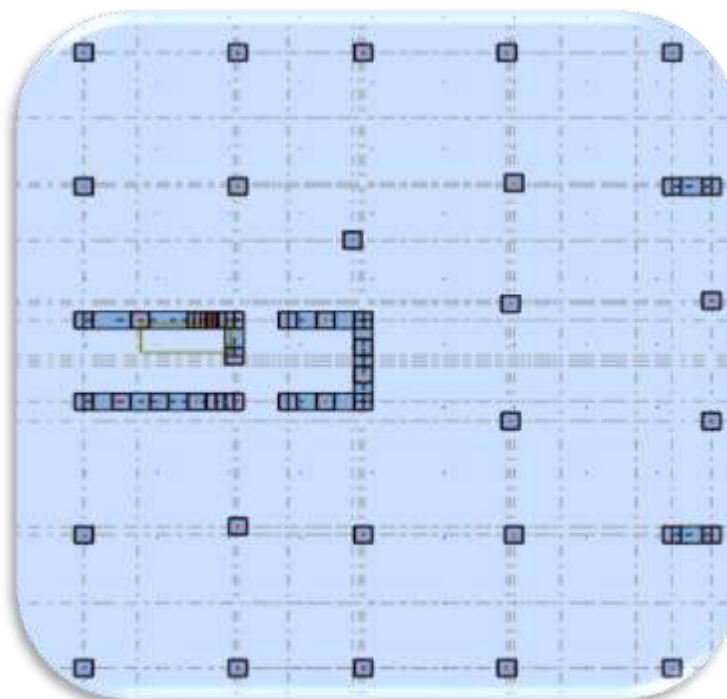


Figure IV-3: Premier variante des voiles.

Résultats caractéristique dynamique selon Robot (combinaison modale) :

Tableau IV-2: périodes et les factures de participation massique modale.

Etage	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	0.93	0.01	65.21	0.01	65.21	Translation
2	0.85	0.25	76.24	0.25	11.03	Torsion
3	0.67	73.45	76.32	73.19	0.08	Translation
4	0.28	73.45	82.34	0.00	6.02	
5	0.27	73.48	89.06	0.03	6.72	
6	0.19	88.23	89.06	14.76	0.00	
7	0.16	88.24	89.27	0.00	0.21	
8	0.14	88.24	94.05	0.00	4.77	
9	0.10	88.24	94.08	0.00	0.03	
10	0.09	88.61	96.41	0.38	2.34	

Les modes propres:

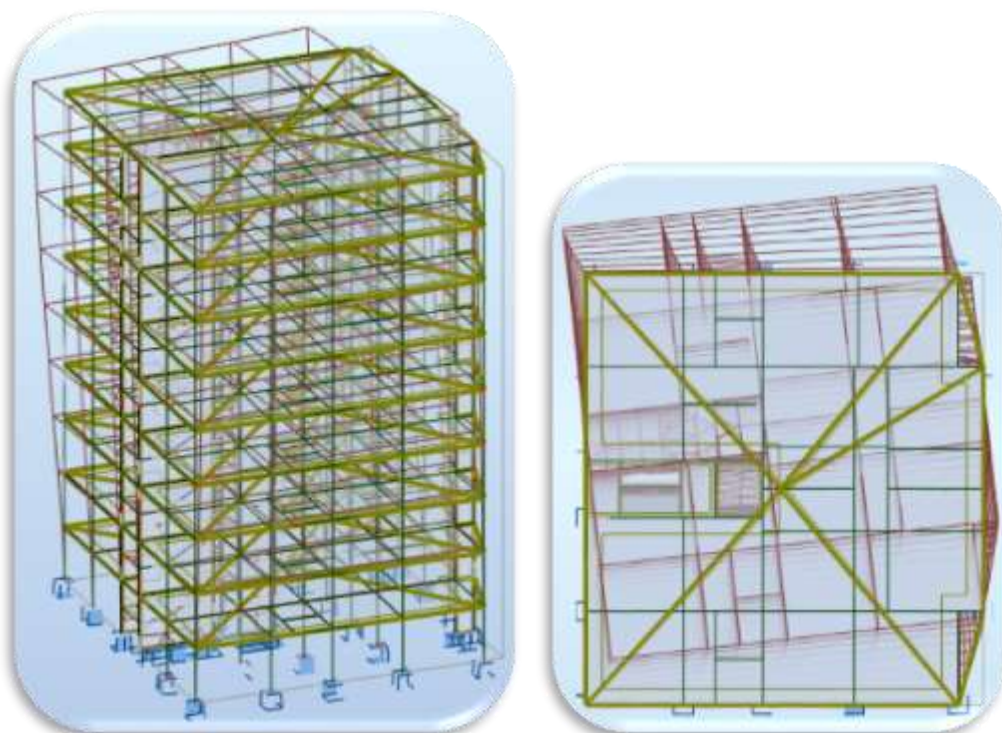


Figure IV-4: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

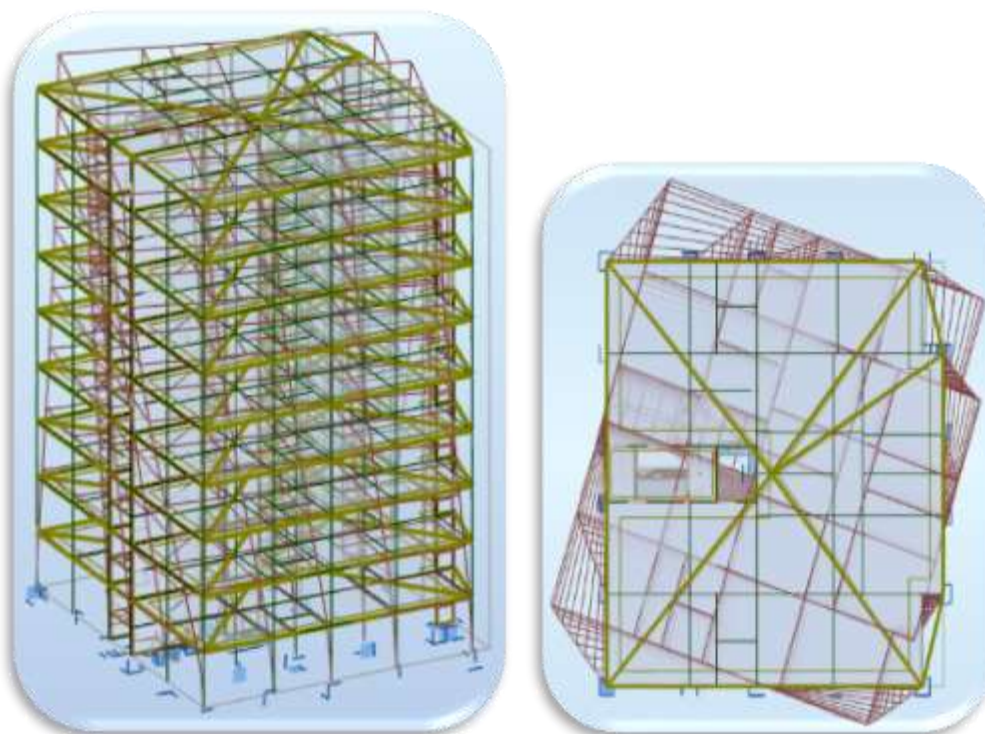


Figure IV-5: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

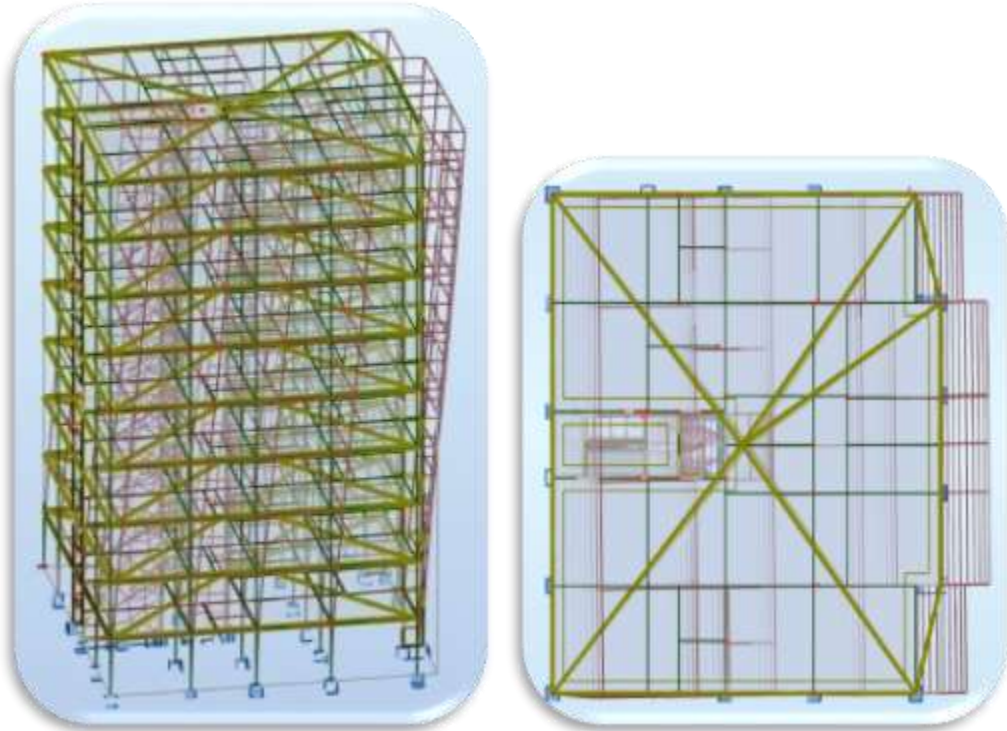


Figure IV-6: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

Commenter et interprétations des résultants:

Nous remarquons des résultats précédents que la structure est instable,
Cas dans :

- La période fondamentale de la structure $T_y = 0.93 \text{sec}$.
- Le mode(1): il ya une translation selon l'axe Y avec mobilisation de la masse modale $U_y = 65.21\%$.
- Le mode(2) : ($T = 0.85 \text{ sec}$) il ya une torsion.
- Le mode(3): il ya une translation selon l'axe X avec mobilisation de la masse modale $U_x = 73.45\%$ et $U_y = 76.32\%$.
- Il y pas un mode pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$). (ART 4.3.4.a)

La solution :

Proposition :

- ✓ On change les positions et dimensions des voiles.
- ✓ On augmente les sections des poteaux.
- ✓ On augmente les sections des poutres.

On utilisé les dimensions.

- Voile ép. 17 cm
- Poteaux change $50 \times 60 \text{ cm}^2 \Rightarrow 60 \times 70 \text{ cm}^2$
- Poutres change $30 \times 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 40 \times 45 \text{ cm}^2$

Deuxième variante :

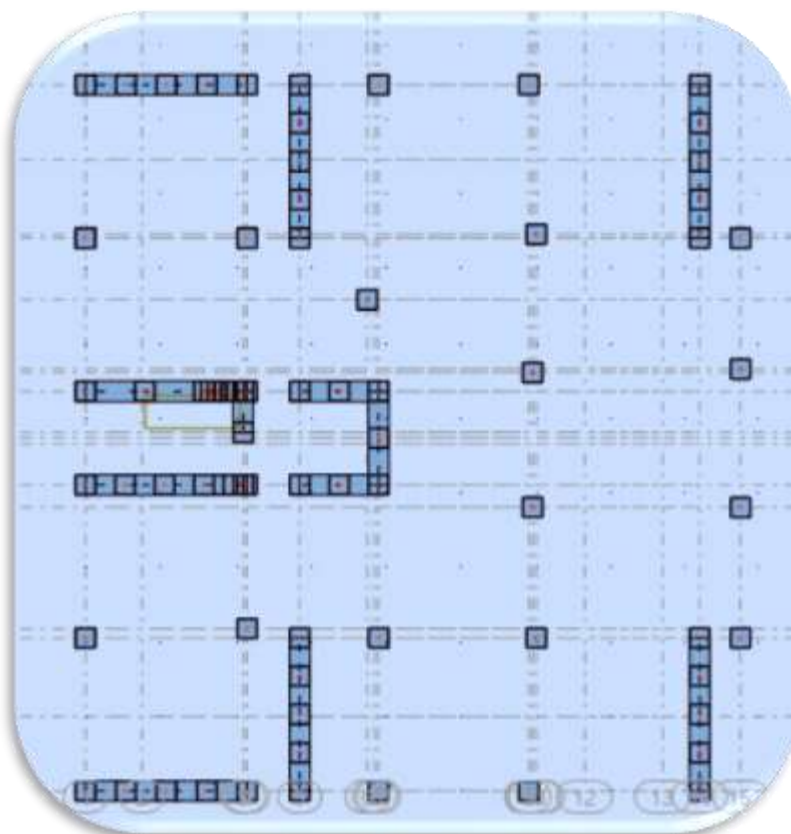


Figure IV-7: Deuxième variante des voiles.

Résultats caractéristique dynamique selon Robot (combinaison modale) :

Tableau IV-3: périodes et les factures de participation massique modale.

Etage	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	0.62	0.03	57.74	0.03	57.74	Translation
2	0.53	70.53	57.74	70.50	0.00	Translation
3	0.45	70.65	71.83	0.13	14.09	Torsion
4	0.17	70.65	84.41	0.00	12.58	
5	0.14	87.78	84.41	17.13	0.00	
6	0.12	87.79	87.57	0.00	3.16	
7	0.08	87.79	92.25	0.00	4.67	
8	0.06	93.62	92.25	5.83	0.00	
9	0.05	93.62	93.19	0.00	0.94	
10	0.05	93.62	95.64	0.00	2.45	

Les modes propres:

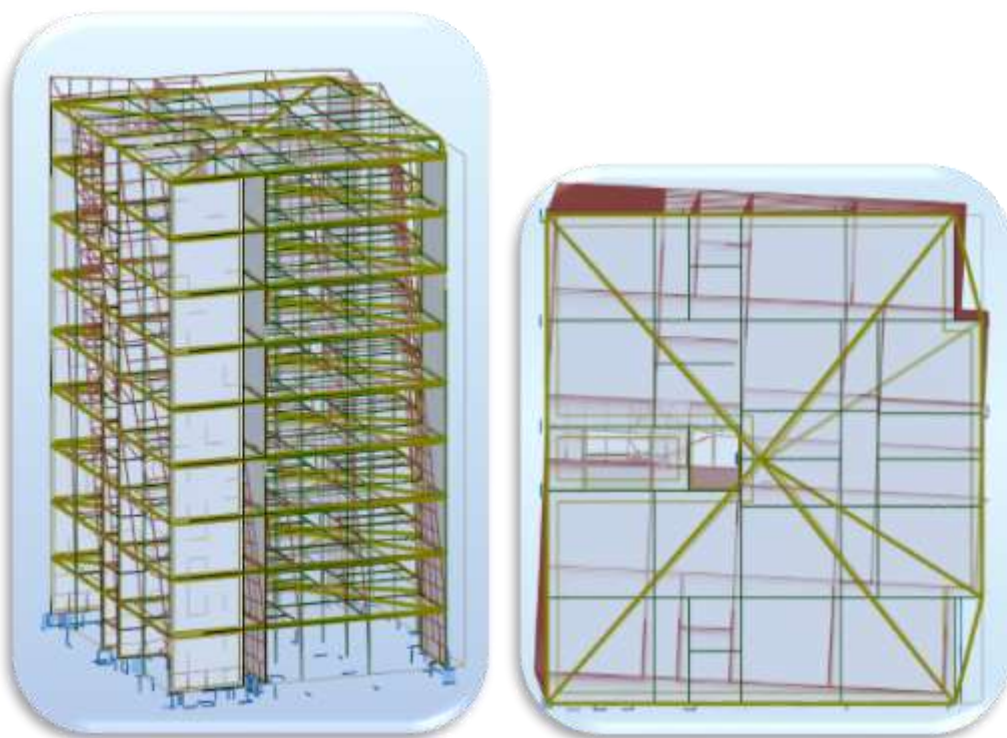


Figure IV-8: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

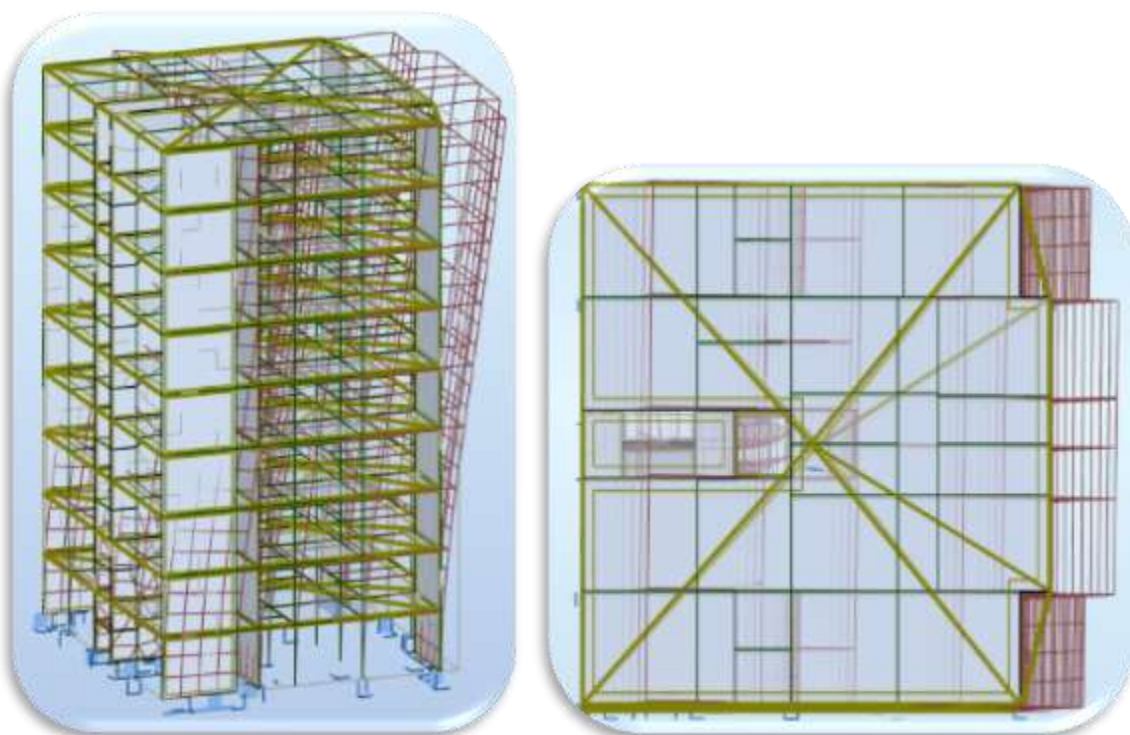


Figure IV-9: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

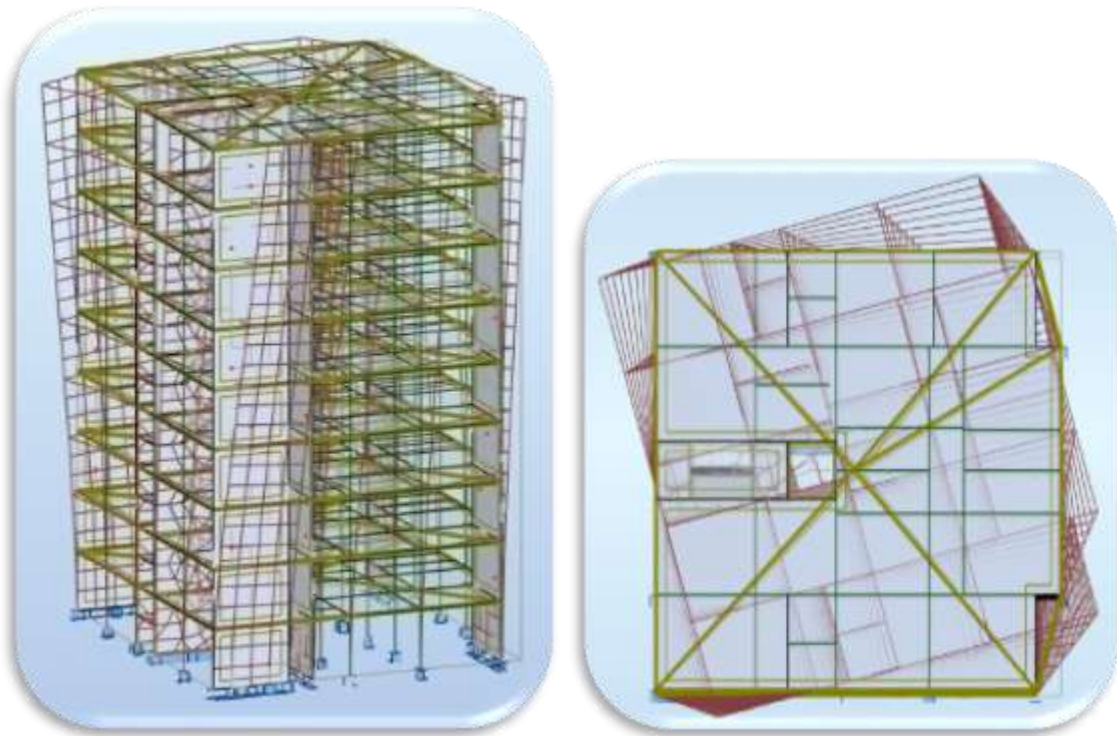


Figure IV-10: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

Commenter et interprétations des résultants:

- ✓ on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 57.74% de participation de masse modale.
- ✓ le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70.53%de participation de masse modale.
- ✓ le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

IV.1.5 Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Résultats de la charges verticales selon Robot (combinaison G+0.2Q)

Tableau IV-4: les résultats des charges verticales applique sur les voiles et les poteaux.

Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
RDC	-10852.82	-6827.01	-4025.82
1	-9684.63	-6097.45	-3587.19
2	-8517.58	-5355.35	-3162.22
3	-7350.52	-4611.02	-2739.50
4	-6183.46	-3867.45	-2316.02
5	-5016.41	-3125.34	-1891.07
6	-3849.35	-2384.46	-1464.89
7	-2682.30	-1643.62	-1038.68
8	-1516.38	-897.98	-618.40

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{20843.79}{55653.45} = 37.45 \% > 20\%$$

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc le système de contreventement est un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Art 3.4.A.2), alors le coefficient de comportement de la structure **R=3.5**(tableau 4.3)

- **Sens X-X :**

Résultats de l'effort tranchant selon Robot (combinaison EX) :

Tableau IV-5: Distribution des efforts tranchants (sens-x) au niveau de chaque étage.

Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	3675.33	1008.87	2666.47
1	3615.98	657.86	2958.12
2	3469.46	766.78	2702.68
3	3248.95	798.61	2450.34
4	2955.40	799.74	2155.66
5	2578.81	764.58	1814.23
6	2118.60	710.19	1408.41
7	1562.97	598.91	964.06
8	865.19	696.04	169.15

• **Sens Y-Y :**

Résultats de l'effort tranchant selon Robot (combinaison EY) :

Tableau IV-6: Distribution des efforts tranchants (sens-y) au niveau de chaque étage.

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	2945.67	662.25	2283.42
1	2891.30	499.44	2391.86
2	2768.72	611.22	2157.51
3	2589.04	637.59	1951.45
4	2345.78	634.65	1711.13
5	2041.38	601.39	1439.99
6	1672.04	551.88	1120.15
7	1226.88	457.13	769.75
8	680.74	546.18	134.56

➤ Les efforts tranchant à la base par ROBOT

Tableau IV-7: les résultats des efforts tranchant à la base.

Sens	Les efforts tranchant à la base (KN)
Sens transversal (X)	$V_t = V_{dyn} = 3675.33$
Sens longitudinal (Y)	$V_t = V_{dyn} = 2945.67$

IV.1.6 Calcul de force sismique totale par rapport à la méthode statique équivalente : (Art 4.2.3).

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$A=0.15$; $Q=1.20$; $R=3.5$; $T_1=0.15s$; $T_2= 0.50s$; $\eta = 0.88$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure contreventé par des voiles) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4.6) du RPA99, version2003** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 29.25^{3/4} = 0.65 \text{sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.85}{\sqrt{17.5}} = 0.66 \text{sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.65; 0.66) = 0.65 \text{sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.85}{\sqrt{18.9}} = 0.64 \text{sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.65; 0.64) = 0.64 \text{sec}$$

D:facture d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Formule4.2)}$$

$$T_x = 0.65s \quad (T_2 \leq T_x \leq 3.0s)$$

$$T_y = 0.64s \quad (T_2 \leq T_y \leq 3.0s)$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.65)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.85$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.64)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.87$$

W : Poids total de la structure

Poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Pour un bâtiment a usage d'habitation ($\beta= 0.20$).

Résultats de la masse totale de la structure selon Robot (combinaison modale) :

Tableau IV-8: les résultats de la masse totale de la structure.

Etage	Masse [kg]
RDC	418849.51
1	418849.51
2	418849.51
3	418849.51
4	418849.51
5	418849.51
6	418849.51
7	418848.51
8	451068.98
Totale	3801865.06

Donc : $W = 3801865.06\text{Kg} = 38018.651\text{KN}$.

Tableau récapitulatif :

Tableau IV-9: récapitulatif de calcul la force sismique par rapport à la méthode statique equivalent.

Sens	A	R	D	Q	W (KN)	$V_{Statique}$ (KN)
Sens (XX)	0.15	3.5	1.85	1.20	38018.651	3617.20
Sens (YY)	0.15	3.5	1.87	1.20	38018.651	3656.31

IV.1.7 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

IV.1.7.1 Vérification de la période de la structure :

❖ Sens (X- X) :

$T_{x(dyn)} = 0.53\text{sec}$

$T_{x(stat)} = 0.65\text{sec}$

$$\frac{T_{x(dyn)}}{T_{x(stat)}} = \frac{0.53}{0.65} = 0.815 < 1.3$$

$$T_{x(dyn)} < T_{x(stat)}$$

On prend la valeur de la période $T_x = T_{x(stat)} = 0.65 \text{sec}$

❖ Sens (Y-Y) :

$$T_{y(dyn)} = 0.62 \text{sec}$$

$$T_{y(stat)} = 0.64 \text{sec}$$

$$\frac{T_{y(dyn)}}{T_{y(stat)}} = \frac{0.62}{0.64} = 0.969 < 1.3$$

$$T_{y(dyn)} < T_{y(stat)}$$

On prend la valeur de la période $T_y = T_{y(stat)} = 0.64 \text{sec}$

Donc : $T_x = 0.65 \text{sec}$; $T_y = 0.64 \text{sec}$.

IV.1.7.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

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 $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$. (article 4.3.6).

➤ Sens (X)

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{stat}$$

$$V_{dyn} = 3675.33 > 0.8 \times 3617.20 = 2893.76 \quad (C.V)$$

➤ Sens (Y)

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{stat}$$

$$V_{dyn} = 2945.67 > 0.8 \times 3656.31 = 2925.048 \quad (C.V)$$

Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

➤ **Sens X-X**

$$V_x = 3675.33 \text{KN} ; T_x = 0.65 \text{sec} < 0.7 \text{sec} \Rightarrow F_t = 0$$

Tableau IV-10: les résultats des Distribution des forces sismiques (sens-X) au niveau de chaque étage.

Niveau	$V_x(\text{KN})$	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \times h_i(\text{KN.m})$	$F_i(\text{KN})$
RDC	3675.33	4188.4951	3.25	13612.609	81.67
1		4188.4951	6.50	27225.218	163.35
2		4188.4951	9.75	40837.827	245.02
3		4188.4951	13.00	54450.436	326.70
4		4188.4951	16.25	68063.045	408.37
5		4188.4951	19.50	81675.654	490.04
6		4188.4951	22.75	95288.264	571.72
7		4188.4851	26.00	108900.873	653.39
8		4510.6898	29.25	122513.482	735.07
			$\sum W_i \times h_i$	612567.408	

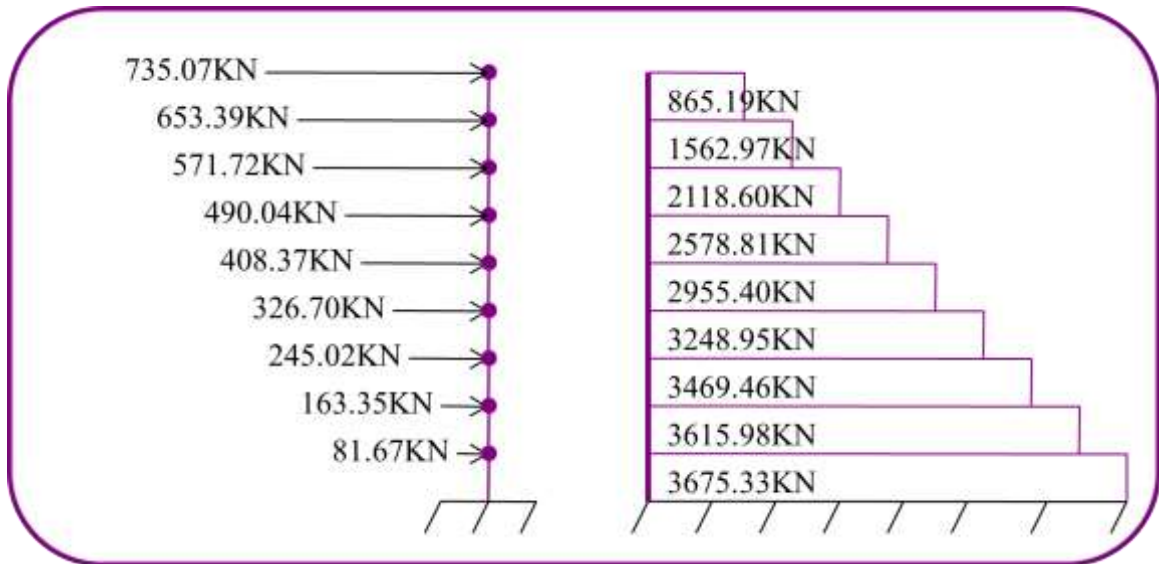


Figure IV-11: Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (sens x) au niveau de chaque étage.

➤ **Sens Y-Y**

$V_y = 2945.67\text{KN}$; $T_y=0.64\text{sec} < 0.7\text{sec} \Rightarrow F_t = 0$

Tableau IV-11: les résultats des Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.

Niveau	$V_y(\text{KN})$	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \times h_i(\text{KN.m})$	$F_i(\text{KN})$
RDC	2945.67	4188.4951	3.25	13612.609	65.46
1		4188.4951	6.50	27225.218	130.92
2		4188.4951	9.75	40837.827	196.38
3		4188.4951	13.00	54450.436	261.84
4		4188.4951	16.25	68063.045	327.30
5		4188.4951	19.50	81675.654	392.76
6		4188.4951	22.75	95288.264	458.22
7		4188.4851	26.00	108900.873	523.67
8		4510.6898	29.25	122513.482	589.13
				$\sum W_i \times h_i$	612567.408

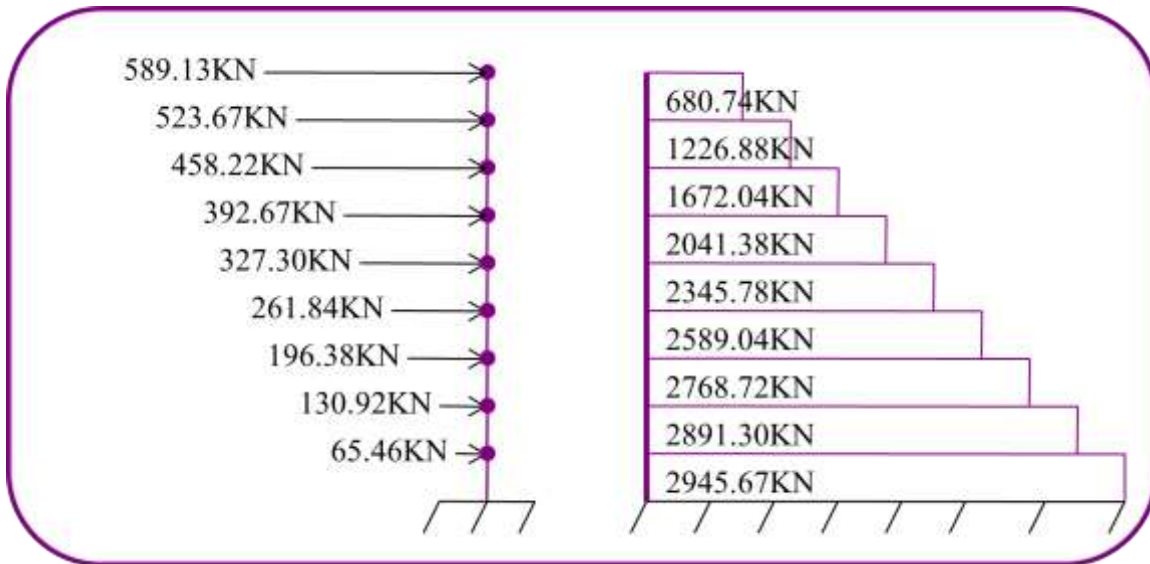


Figure IV-12: Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

IV.1.7.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit: (Art 4.43)

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

$$\delta_{ek} = \frac{F_k g}{W_k} \times \frac{T^2}{(2\pi)^2}$$

$g=9.81 \text{ m/s}^2$; **R=3.5**

➤ Sens X-X

$$T_x=0.65\text{sec}$$

Tableau IV-12: Les déplacements du aux force sismiques au sens (X-X).

Etage	F_{ki} [KN]	W_i [KN]	δ_{ekx} [m]	δ_K [m]	Δ_{ki} [m]	Δ_{adm} [m]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
8	735.07	4510.6898	0.0171	0.060	0.004	0.0325	C.V
7	653.39	4188.4951	0.016	0.056	0.006	0.0325	C.V
6	571.72	4188.4951	0.0143	0.050	0.007	0.0325	C.V
5	490.04	4188.4951	0.0123	0.043	0.007	0.0325	C.V
4	408.37	4188.4951	0.0102	0.036	0.007	0.0325	C.V
3	326.70	4188.4951	0.0082	0.029	0.008	0.0325	C.V
2	245.02	4188.4951	0.0061	0.021	0.007	0.0325	C.V
1	163.35	4188.4851	0.0041	0.014	0.007	0.0325	C.V
RDC	81.67	4188.4851	0.0020	0.007	0.007	0.0325	C.V

➤ Sens Y-Y

$$T_y=0.64\text{sec}$$

Tableau IV-13: Les déplacements du aux force sismiques au sens (Y-Y).

Etage	F_{ki} [KN]	W_i [KN]	δ_{ekx} [m]	δ_K [m]	Δ_{ki} [m]	Δ_{adm} [m]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
8	589.13	4510.6898	0.0133	0.047	0.003	0.0325	C.V
7	523.67	4188.4951	0.0127	0.044	0.005	0.0325	C.V
6	458.22	4188.4951	0.0111	0.039	0.006	0.0325	C.V
5	392.76	4188.4951	0.0095	0.033	0.005	0.0325	C.V
4	327.30	4188.4951	0.008	0.028	0.006	0.0325	C.V
3	261.84	4188.4951	0.0064	0.022	0.005	0.0325	C.V
2	196.38	4188.4951	0.0048	0.017	0.006	0.0325	C.V
1	130.92	4188.4851	0.0032	0.011	0.005	0.0325	C.V
RDC	65.46	4188.4851	0.0016	0.006	0.006	0.0325	C.V

Donc : Les Déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 est **Vérifier**.

IV.1.7.4 Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P-Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9).

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 ; \quad P_k = W_k \times g$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k.

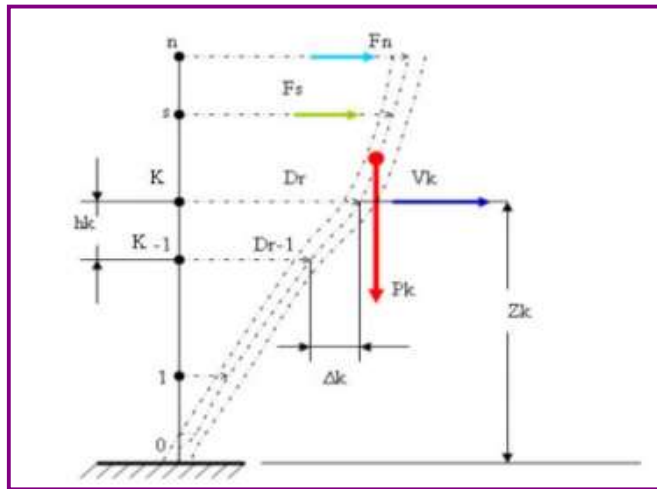


Figure IV-13: Notion des effets du second ordre.

➤ **Sens X-X**

Tableau IV-14: Vérification a L'effet (P- Δ) sens (X-X).

Etage	W [KN]	P _k [KN]	Δ _k [m]	V _{xi} [KN]	h _k [m]	θ _k	≤ 0.1
8	4510.6898	44249.87	0.004	865.19	3.25	0.063	C.V
7	4188.4951	41089.14	0.006	1562.97	3.25	0.049	C.V
6	4188.4951	41089.14	0.007	2118.60	3.25	0.042	C.V
5	4188.4951	41089.14	0.007	2578.81	3.25	0.034	C.V
4	4188.4951	41089.14	0.007	2955.40	3.25	0.030	C.V
3	4188.4951	41089.14	0.008	3248.95	3.25	0.031	C.V
2	4188.4951	41089.14	0.007	3469.46	3.25	0.026	C.V
1	4188.4851	41089.14	0.007	3615.98	3.25	0.0245	C.V
RDC	4188.4851	41089.14	0.007	3675.33	3.25	0.024	C.V

➤ **Sens Y-Y**

Tableau IV-15: Vérification a L'effet (P- Δ) sens (Y-Y).

Etage	W [KN]	P _k [KN]	Δ _k [m]	V _{Yi} [KN]	h _k [m]	θ _k	≤ 0.1
8	4510.6898	44249.87	0.003	680.74	3.25	0.056	C.V
7	4188.4951	41089.14	0.005	1226.88	3.25	0.052	C.V
6	4188.4951	41089.14	0.006	1672.04	3.25	0.045	C.V
5	4188.4951	41089.14	0.005	2041.38	3.25	0.031	C.V
4	4188.4951	41089.14	0.006	2345.78	3.25	0.032	C.V
3	4188.4951	41089.14	0.005	2589.04	3.25	0.024	C.V
2	4188.4951	41089.14	0.006	2768.72	3.25	0.027	C.V
1	4188.4851	41089.14	0.005	2891.30	3.25	0.022	C.V
RDC	4188.4851	41089.14	0.006	2945.67	3.25	0.026	C.V

Alors : $\theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- **M_s** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

Avec :

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

- **M_r** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

➤ **Sens X-X :**

$$M_s = W \times L/2 = 38018.651 \times 17.50/2 = 332663.196 \text{KN.m.}$$

Tableau IV-16: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens (x-x).

Etage	F_i [KN]	h_i [m]	$F_i \times h_i$ [KN. m]
RDC	81.67	3.25	265.43
1	163.35	6.50	1061.78
2	245.02	9.75	2388.95
3	326.70	13.00	4247.10
4	408.37	16.25	6636.01
5	490.04	19.50	9555.78
6	571.72	22.75	13006.63
7	653.39	26.00	16988.14
8	735.07	29.25	21500.80
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			75650.62

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{332663.196}{75650.62} = 4.4 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$M_s = W \times L/2 = 38018.651 \times 18.9/2 = 359276.252 \text{KN. m.}$$

Tableau IV-17: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens y-y.

Etage	F_i [KN]	h_i [m]	$F_i \times h_i$ [KN. m]
RDC	65.46	3.25	212.75
1	130.92	6.50	850.98
2	196.38	9.75	1914.71
3	261.84	13.00	3403.92
4	327.30	16.25	5318.63
5	392.76	19.50	7658.82
6	458.22	22.75	10424.51
7	523.67	26.00	13615.42
8	589.13	29.25	17232.05
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			55844.79

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{359276.252}{55844.79} = 6.43 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

✚ Nous allons vérifier l'état du poteau

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 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: (article 7.4.3.1).

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

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

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

Résultats de l'effort normal de compression selon Robot (combinaison G+Q+EX)

Tableau IV-18: Effort normal de compression (sens X).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2418.04	69.62	184.48	74.36	169.67	97.34
Barre	12	367	1	791	295	372
Noeud	36	204	3	540	277	215
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-1641.87	-50.78	-195.48	-147.02	-165.88	-138.20
Barre	20	372	194	573	21	367
Noeud	44	214	155	419	45	205
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

$$N_d = 2418.04KN; \quad B_c = (0.60 \times 0.70)cm^2; \quad f_{c28} = 25MPA$$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{2418.04 \times 10^3}{600 \times 700 \times 25} = 0.23 \leq 0.3 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

Résultats de l'effort normal de compression selon Robot (combinaison G+Q+EY)

Tableau IV-19: Effort normal de compression (sens Y)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2338.11	53.38	229.81	98.54	152.46	146.82
Barre	12	368	149	249	138	372
Noeud	36	206	83	299	91	215
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-789.39	-95.21	-164.90	-113.77	-139.62	-114.16
Barre	4	23	286	797	494	16
Noeud	8	47	294	206	359	40
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

$$N_d = 2338.11KN; \quad B_c = (0.60 \times 0.70)cm^2; \quad f_{c28} = 25MPA$$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{2338.11 \times 10^3}{600 \times 700 \times 25} = 0.22 \leq 0.3 \dots \dots \dots (C.V)$$

IV.1.8 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV.1.8.1 Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

IV.1.8.2 Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} ; \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{xi} Y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

IV.1.8.3 L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

a. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x .

e_y : Excentricité théorique suivent y .

b. L'excentricité Accidentelle: RPA99/v2003 (Art : 4.3.7).

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

Donc:

$$\underline{\text{Sens-X}} : e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 17.50 \Rightarrow e_{Acc} = 0.875m$$

$$\underline{\text{Sens-Y}} : e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.90 \Rightarrow e_{Acc} = 0.945m.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99/v2003** (Art : 4.3.7).

Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Tableau IV-20: Caractéristiques Massique de la Structure.

Nom	Masse [kg]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	excentricité Théorique	
		G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
RDC	418849.51	8.37 9.45 2.47	10.77 9.45 2.31	2.39	0.00
1	418849.51	8.37 9.45 5.72	10.77 9.45 5.56	2.39	0.00
2	418849.51	8.37 9.45 8.97	10.77 9.45 8.81	2.39	0.00
3	418849.51	8.37 9.45 12.22	10.77 9.45 12.06	2.39	0.00
4	418849.51	8.37 9.45 15.47	10.77 9.45 15.31	2.39	0.00
5	418849.51	8.37 9.45 18.72	10.77 9.45 18.56	2.39	0.00
6	418849.51	8.37 9.45 21.97	10.77 9.45 21.81	2.39	0.00
7	418848.50	8.37 9.45 25.22	10.77 9.45 25.06	2.39	0.00
8	451068.98	8.41 9.45 28.50	10.81 9.45 28.34	2.41	0.00

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la structure :

Tableau IV-21: L'excentricité accidentelle des étages.

Nom	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
RDC	17.50	18.90	0.88	0.95
1	17.50	18.90	0.88	0.95
2	17.50	18.90	0.88	0.95
3	17.50	18.90	0.88	0.95
4	17.50	18.90	0.88	0.95
5	17.50	18.90	0.88	0.95
6	17.50	18.90	0.88	0.95
7	17.50	18.90	0.88	0.95
8	17.50	18.90	0.88	0.95

IV.1.9 Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique Les résultat obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

IV.2 Etude au vent.

IV.2.1 Introduction :

Dans la direction parallèle à l'action du vent le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

L'action du vent sur les différentes parois d'une construction admet une résultante géométrique **R** dont la direction diffère généralement de celle du vent. Cette résultante se décompose en deux forces :

- Une globale horizontale **FW** due aux différentes composantes horizontales appliquées à toutes les parois.
- Une force de soulèvement **FU** due aux différentes composantes verticales appliquées à la toiture ou au plancher.

L'étude du présent chapitre est basé sur le «Règlement Neige et Vent » dit (R.N.V 99), qui a pour objet de définir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de bâtiment.

IV.2.2 Domaine d'application :

La règle RNV99 s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- à l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, de santé, lieux de culte, etc).
- Aux cheminées et ouvrages similaires.
- Aux ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.).
- Aux structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc).

IV.2.3 Principes de calcul de l'action du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction. Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Selon RNV99 (chapitre 2 article 1.1.1) page 38.

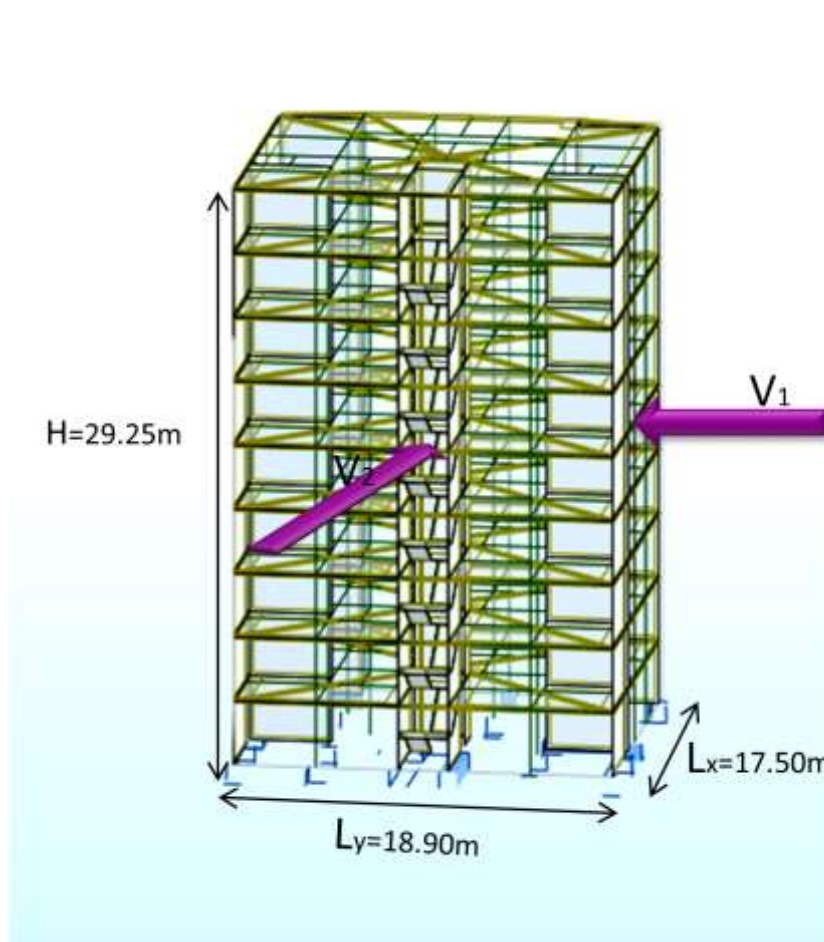


Figure IV-14: Action du vent sur la structure.

- Notre bâtiment habitation → Notre construction appartient à la **catégorie I**. Selon RNV99 (chapitre 2 articles 1.1.3) page 38.

IV.2.4 Détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur une construction à la hauteur (Z_j) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d W_{(z_j)} \rightarrow (N/m^2) \text{ (Formule 2.1 page 40)}$$

Avec :

C_d : Le coefficient dynamique de la construction.

$W_{(z_j)}$: La pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculé à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j.

$$W_{(z_j)} = q_{dyn(z_j)} \times [C_{pe} - C_{pi}] \rightarrow (N/m^2) \text{ (Formule 2.2 page 40)}$$

Avec :

q_{dyn} : La pression dynamique du vent.

C_{pe} : Le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure.

Structure Permanentes $\rightarrow q_{dyn(z_j)} = q_{ref} C_{e(z_j)} \rightarrow (N/m^2)$ (Formule 2.12 page 45).

Avec :

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont le durée d'utilisation est supérieure à 5 ans) ; est donnée par le tableau 2.3 page 46 dans RNV99 en fonction de la zone de vent.

C_e : Le coefficient d'exposition au vent.

IV.2.4.1 Détermination de coefficient dynamique RNV99 (chapitre 3 art 1.1) page 50:

Le coefficient dynamique tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

⇒ Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque donné dans le figure 3.1 Selon RNV99 page 51.

- **Sens V_1 du vent (sens x) :**

H=29.25m ; b= 17.50m

Après l'interpolation : $C_d=0.95$

- **Sens V_2 du vent (sens y) :**

H=29.25m ; b= 18.90m

Après l'interpolation : $C_d=0.94$

IV.2.4.2 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Valeur du coefficient d'exposition au vent C_e RNV99 (chapitre 2 article 3.3) page 46 :

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

Nous avons de la valeur $C_d = (0.95 ; 0.94) < 1.2$

La nature de notre bâtiment peu sensible aux excitations dynamiques.

$$\Rightarrow C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7K_T}{C_{r(z)} C_{t(z)}} \right] \text{ (selon RNV99 Formule 2.13) page 46.}$$

Avec :

K_T est la facture de terrain.

C_r est le coefficient de rugosité.

C_t est le coefficient de topographie.

➤ Calcul des factures de site :

1. Catégories de terrain (RNV99 chapitre2 art 4.1 page 47) :

Dans le tableau 2.4 page 47 →notre terrain est de catégorie IV dont :

$$K_T = 0.24$$

Z_0 : paramètre de rugosité =1m

Z_{min} : est hauteur minimale =16m

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient $C_d = 0.46$

2. Coefficient de rugosité C_r (RNV99 chapitre2 art 4.2 page 47) :

Le coefficient de rugosité $C_{r(z)}$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_{r(z)} = K_T \times \ln \frac{z}{Z_0} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_{r(z)} = K_T \times \ln \frac{z_{min}}{Z_0} \quad \text{pour } z < z_{min}$$

3. Coefficient de topographie C_t (RNV99 chapitre2 art 4.3 page 48) :

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

Notre projet est situé sur un site plat en utilisant le tableau 2.5 Selon RNV99 page 48 , nous obtenons une valeur de le coefficient de topographie (C_t).

Site plat → $C_t = 1$

Valeurs du coefficient d'exposition au vent ($C_{e(z)}$) :

Tableau IV-22: : Tableau des Valeurs du coefficient d'exposition au vent ($C_{e(z)}$).

Etage	z (m)	$C_{r(z)}$	$C_{t(z)}$	K_r	$C_{e(z)}$
(RDC)	1.625	0.665	1	0.24	1.560
1	4.875	0.665	1	0.24	1.560
2	8.125	0.665	1	0.24	1.560
3	11.375	0.665	1	0.24	1.560
4	14.625	0.665	1	0.24	1.560
5	17.875	0.692	1	0.24	1.641
6	21.125	0.732	1	0.24	1.766
7	24.375	0.766	1	0.24	1.874
8	27.625	0.796	1	0.24	1.971
Acrotère	29.25	0.810	1	0.24	2.017

Valeur de la pression dynamique de référence $q_{réf}$:

Selon RNV99 (Tableau 2.3) page 46

Tableau IV-23: Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	470
III	575

Le projet implanté dans la willaya Annaba → Zone I (ANNEXE.1 : RNV99).

$q_{réf} = 375$ N/m².

⇒ La pression dynamique du vent q_{dyn} :

Tableau IV-24: valeurs de la pression dynamique (q_{dyn}).

Etage	z (m)	$C_{e(z)}$	$q_{réf}$ N/m ²	q_{dyn} N/m ²
(RDC)	1.625	1.560	375	585
1	4.875	1.560	375	585
2	8.125	1.560	375	585
3	11.375	1.560	375	585
4	14.625	1.560	375	585
5	17.875	1.641	375	615.375
6	21.125	1.766	375	662.25
7	24.375	1.874	375	702.75
8	27.625	1.971	375	739.125
Acrotère	29.25	2.017	375	756.375

IV.2.4.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : (RNV99 chapitre 05 - Art 1) :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m² et 10m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où : S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$, donc $C_{pe} = C_{pe.10}$.

1. Parois verticales (RNV99 chapitre 05 - Art 1.1.2 page 64) :

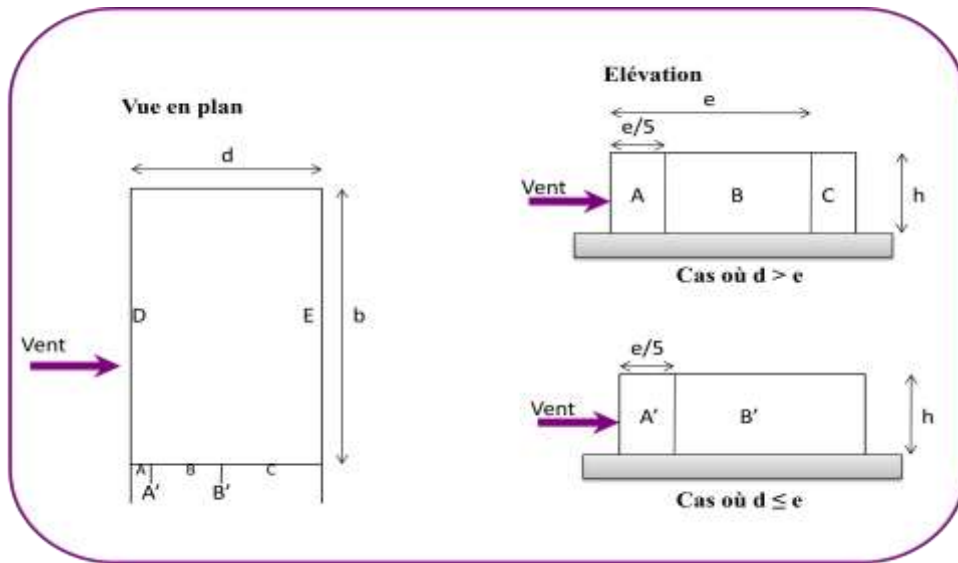


Figure IV-15: Répartition des zones de pression extérieure sur les parois verticales.

➤ Sens V_1 du vent (sens x) :

$h = 29.25 \text{ m}$; $b = 17.50 \text{ m}$.

$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(17.50 ; 2 \times 29.25) \rightarrow e = 17.50 \text{ m}$

$d = 18.90 \text{ m} > e = 17.50 \text{ m}$

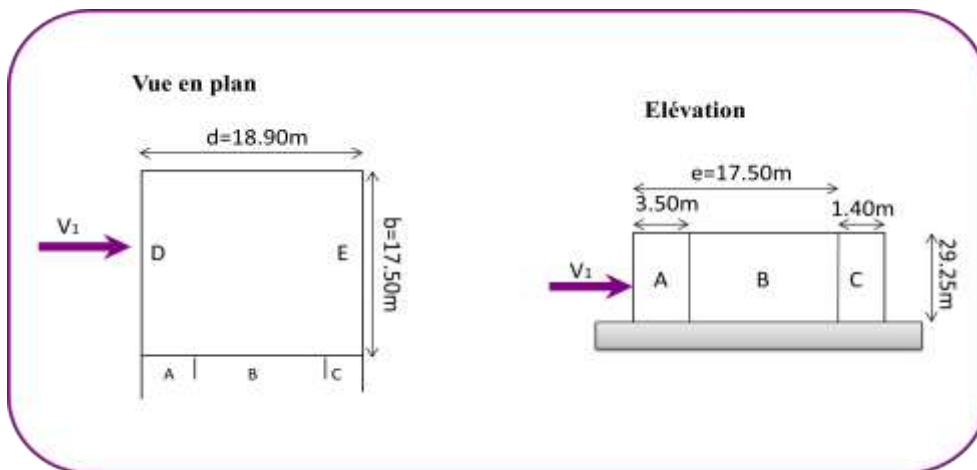


Figure IV-16: Légendé pour les parois verticales dans le sens x.

Selon RNV99 (Tableau 5.1) page 65

Tableau IV-25: valeurs du coefficient de pression extérieure ($C_{pe,10}$) dans le sens V_1 .

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

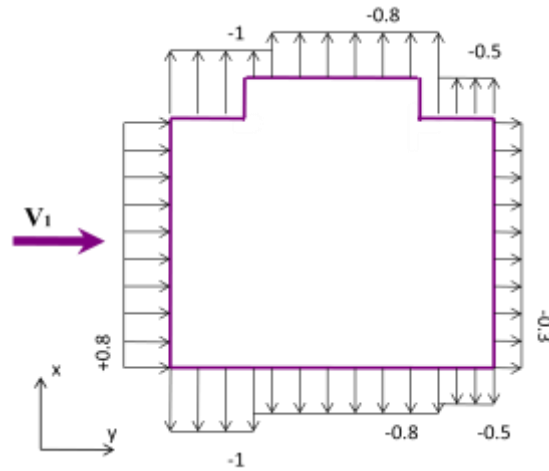


Figure IV-17: Valeurs de Cpe pour les parois verticales - Direction V1 du vent.

➤ **Sens V₂ du vent (sens y) :**

$h = 29.25 \text{ m}$; $b = 18.90\text{m}$.

$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(18.90 ; 2 \times 29.25) \rightarrow e = 18.90\text{m}$

$d = 17.50\text{m} < e = 18.90\text{m}$

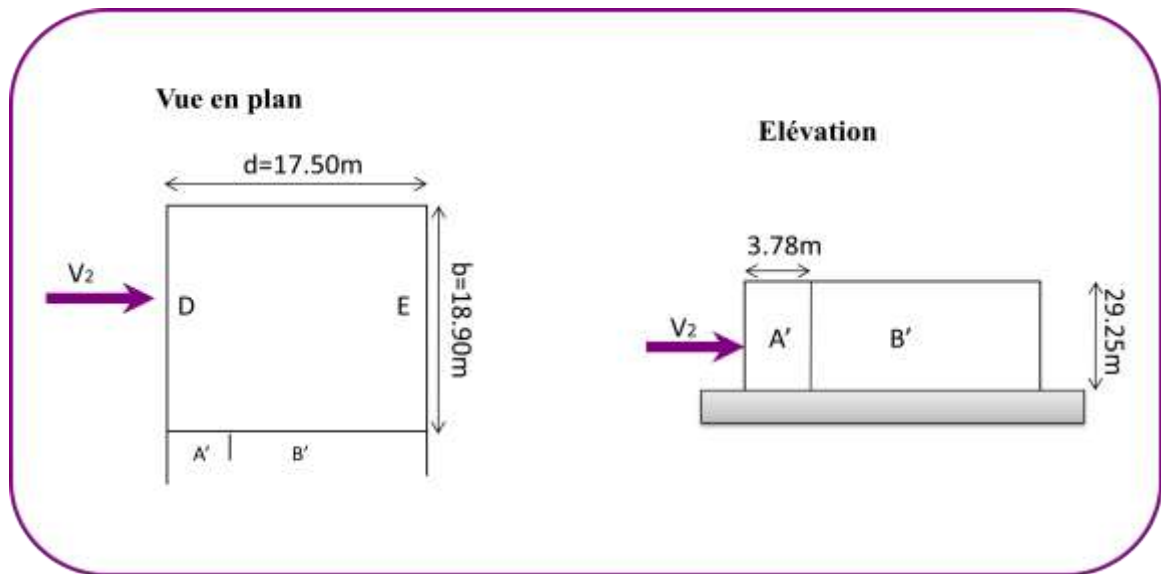


Figure IV-18: Légendé pour les parois verticales dans le sens y.

Selon RNV99 (Tableau 5.1) page 65

Tableau IV-26: valeurs du coefficient de pression extérieure (C_{pe.10}) dans la sens V2.

	A'	B'	D	E
C_{pe.10}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

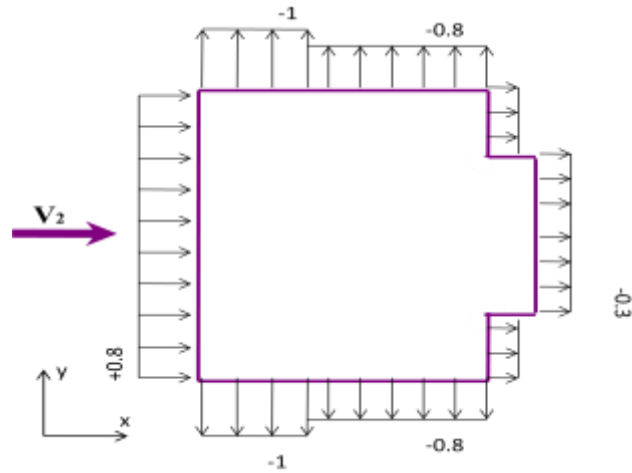


Figure IV-19: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V_2 du vent.

2. Toitures plates (RNV99 chapitre 05 - Art 1.1.3 page 65) :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Les coefficients $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ sont donnés dans le tableau 5.2. Selon RNV99 (chapitre 5 art 1.1.3) page 65.

➤ **Sens V_1 du vent (sens x) :**

$h = 29.25 \text{ m} ; b = 17.50\text{m.}$

$e = \text{Min} (b, 2h) = \text{Min} (17.50 ; 2 \times 29.25) \rightarrow e = 17.50\text{m}$

$d = 18.90\text{m} > e = 17.50\text{m}$

➤ **Sens V_2 du vent (sens y) :**

$h = 29.25 \text{ m} ; b = 18.90\text{m.}$

$e = \text{Min} (b, 2h) = \text{Min} (18.90 ; 2 \times 29.25) \rightarrow e = 18.90\text{m}$

$d = 17.50\text{m} < e = 18.90\text{m}$

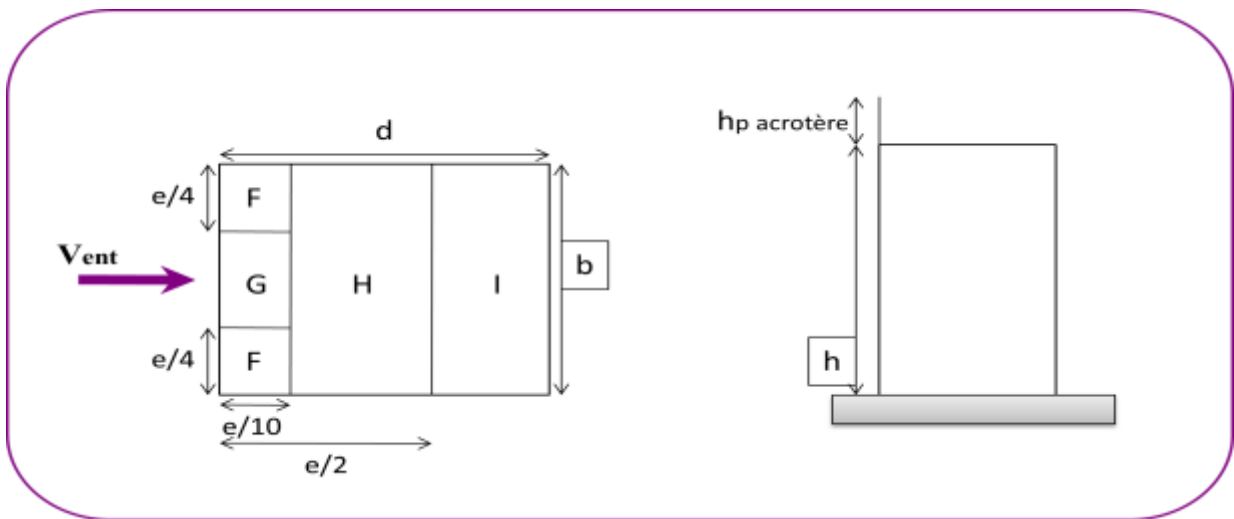


Figure IV-20: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

$$h_p = 0.6m ; h = 29.25m \Rightarrow \frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{29.25} = 0.021$$

Selon RNV99 (Tableau 5.2) page 66 :

Tableau IV-27: valeurs du Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		Zone			
		F	G	H	I
$\frac{h_p}{h} = 0.025$	$C_{pe,10}$				
	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2	

IV.2.4.4 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} (RNV99 chapitre 3 page78):

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_{pi1} = -0,5 \text{ et } C_{pi2} = 0,8 \text{ (Article 2.2 des RNV99).}$$

⇒ Calcul du coefficient de pression de vent (C_p)

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Tableau IV-28: Valeurs du coefficient de pression de vent (C_p).

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A ;A'	-1	-0.5	+0.8	-0.5	-1.8
B ;B'	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3	-1.6
C	-0.5	-0.5	+0.8	0	-1.3
D	+0.8	-0.5	+0.8	1.3	0
E	-0.3	-0.5	+0.8	0.2	-1.1
F	-1.6	-0.5	+0.8	-1.1	-2.4
G	-1.1	-0.5	+0.8	-0.6	-1.9
H	-0.7	-0.5	+0.8	-0.2	-1.5
I	+0.2	-0.5	+0.8	0.7	-0.6
	-0.2	-0.5	+0.8	0.3	-1

IV.2.5 Calcul des forces de frottement (RNV99 chapitre 02 Art 1.4 page 41) :

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

Les constructions pour les quelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) C_{fr,j} S_{fr,j})$$

Sens x: $b = 17.50$ m; $d = 18.90$ m; $h = 29.25$ m.

$d/b = 18.90/17.50 = 1.08 < 3$condition non vérifié.

$d/h = 18.90/29.25 = 0.646 < 3$condition non vérifié.

Sens y: $d = 17.50$ m; $b = 18.90$ m; $h = 29.25$ m.

$d/b = 17.50/18.90 = 0.926 < 3$condition non vérifié.

$d/h = 17.50/29.25 = 0.598 < 3$condition non vérifié.

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

IV.2.6 Détermination de la force résultante (RNV99 chapitre 02 page 44) :

La force résultante R se décompose en deux forces:

- une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

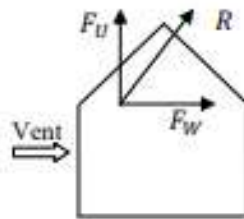


Figure IV-21: Force résultante R.

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j S_j) + \sum F_{fr,j}$$

Où :

q_j (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, concerne l'aire des pleins.

$F_{fr,j}$ (en N) désigne les forces de frottement éventuelles.

Nous calculerons le force résultat pour la plus grande pression du vent. L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau IV-29: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$.

z (m)	C_p	q_{dyn} (N/m²)	S_x (m²)	S_y (m²)	q_{jx} (N/m²)	q_{iy} (N/m²)	R_x (N)	R_y (N)
1.625	0.2	585	56.875	61.425	111.15	109.98	6321.66	6755.52
4.875	0.2	585	56.875	61.425	111.15	109.98	6321.66	6755.52
8.125	0.2	585	56.875	61.425	111.15	109.98	6321.66	6755.52
11.375	0.2	585	56.875	61.425	111.15	109.98	6321.66	6755.52
14.625	0.2	585	56.875	61.425	111.15	109.98	6321.66	6755.52
17.875	0.2	615.375	56.875	61.425	116.92	115.69	6649.83	7106.26
21.125	0.2	662.25	56.875	61.425	125.83	124.50	7156.58	7647.41
24.375	0.2	702.75	56.875	61.425	133.52	132.12	7593.95	8115.47
27.625	0.2	739.125	56.875	61.425	140.43	138.96	7986.96	8535.62
29.25	-1.1	756.375	56.875	61.425	-790.41	-782.09	-44954.57	-48039.88
	-0.6				-431.13	-426.60	-24520.52	-26203.91
	-0.2				-143.71	-142.20	-8173.51	-8734.64
Σ							138644.22	148160.79

R_x = 138644.22N = 138.644KN

R_y = 148160.79N = 148.1607KN

Tableau IV-30: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$.

z (m)	C_p	q_{dyn} (N/m ²)	S_x (m ²)	S_y (m ²)	q_{jx} (N/m ²)	q_{jy} (N/m ²)	R_x (N)	R_y (N)
1.625	-1.1	585	56.875	61.425	-611.33	-604.89	-34769.39	-37155.37
4.875	-1.1	585	56.875	61.425	-611.33	-604.89	-34769.39	-37155.37
8.125	-1.1	585	56.875	61.425	-611.33	-604.89	-34769.39	-37155.37
11.375	-1.1	585	56.875	61.425	-611.33	-604.89	-34769.39	-37155.37
14.625	-1.1	585	56.875	61.425	-611.33	-604.89	-34769.39	-37155.37
17.875	-1.1	615.375	56.875	61.425	-643.07	-636.30	-36574.61	-39084.73
21.125	-1.1	662.25	56.875	61.425	-692.05	-684.77	-39360.34	-42062
24.375	-1.1	702.75	56.875	61.425	-734.37	-726.64	-41767.29	-44633.86
27.625	-1.1	739.125	56.875	61.425	-772.39	-764.26	-43929.68	-46944.67
29.25	-2.4	756.375	56.875	61.425	-1724.54	-1706.38	-98083.21	-104814.39
	-1.9				-1365.26	-1350.89	-77649.16	-82978.42
	-1.5				-1077.83	-1066.49	-61301.58	-65509.15
Σ							-572512.82	-611804.07

$R_x = -572512.82N = -572.51282KN.$

$R_y = -611804.07N = -611.80407KN.$

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

IV.2.7 Conclusion:

Tableau IV-31: Comparaison des résultats obtenus dus aux actions du vent à celle du séisme.

actions du vent	actions du séisme
$V_x = 572.51282KN$	$V_x = 3675.33KN$
$V_y = 611.80407KN$	$V_y = 2945.67KN$

Suite à une comparaison des résultats obtenus dus aux actions du vent à celle du séisme, on remarque que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. C'est la raison pour laquelle on prendra en compte dans le calcul uniquement les efforts engendrés par l'effet du séisme.

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V.2.1 **Combinaison des charges :**

En fonction du type de situation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL91:** Situations durables (B.8.2 ,11)

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

✓ $ELU : 1,35G + 1,5 Q$

✓ $EL.S : G + Q$

- **Selon le RPA99 :** Situation accidentelle (Art 5.2)

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

✓ $G + Q \pm E$ (Formule5-1)

✓ $0,8G \pm E$ (Formule5-2)

V.2.2 **Les Sollicitations :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (**G**), (**Q**) et l'effort sismique (**E**), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$
- $M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$
- $N_{min} \Rightarrow M_{correspondant}$

Sachant que:

La combinaison (G + Q et 1.35G+1.5Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).

La combinaison (G + Q ± E) donne un moment maximal et un effort normal correspondant (M_{max} , N_{corr}). → Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

La combinaison (0.8G ± E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min} , M_{corr}). → Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

➤ Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée.

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau V-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.2.3 Recommandation de (RPA 2003) :

Armatures longitudinales: (7.4.2.1)

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

- Pourcentage minimal en zone IIa = 0,8%
- Leur pourcentage maximal=4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements en zone IIa =40 ϕ
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau en zone IIa ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

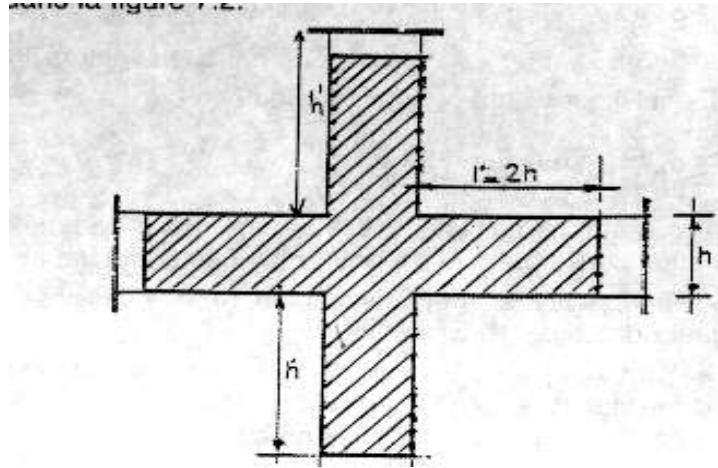


Figure V-1: zone nodale d'un poteau.

Armatures transversales : (7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u effort tranchant de calcul

h_1 hauteur totale de la section brute

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

ρ_a coefficient correcteur (tient compte de la rupture)

$\rho_a = 2,50$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t est l'espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm})$ dans la zone nodale (zone IIa)

$t \leq 15 \varnothing_1$ dans la zone courante (zone IIa)

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t \cdot b_1$) en % est donnée comme suit:

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

0,8% Si $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation Si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : λ_g est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

V.2.4 Calcul du ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie.

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_B \leq \underbrace{(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}) \cdot a \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}_A$$

- Armatures à la flexion simple :

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) \quad (N : \text{compression})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_{bc} \cdot a \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ Mpa (cas accidentel)}$$

$$A_f = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} , \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\gamma_s = 1, \text{ cas accidentel})$$

- Armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} , \quad (N : \text{compression})$$

V.2.5 Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 60×70) :

$c = c' = 4\text{cm}$; $s = 60 \times 70(\text{cm})$; $L = 3.25\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

Résultats donnés par Robot :

Tableau V-2: Récapitulatif des valeurs des efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables.

ELU			ELS		$G + Q \pm E$
N_{\max} (KN)	$M_{y\text{corr}}$ (KN.m)	$M_{z\text{corr}}$ (KN.m)	N_{\max} (KN)	$M_{z\text{corr}}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)
3089.56	39.86	45.82	2255.58	33.41	141.28

G + Q ± E			
My _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	Mz _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)
165.88	2368.84	146.82	237.33

0.8G ± EX		0.8G ± EY	
N _{min} (KN)	My _{corr} (KN.m)	N _{min} (KN)	My _{corr} (KN.m)
1811.98	147.84	996.33	91.42

Armatures longitudinales :

➤ (ELU):

- N_{max} = 3089.56KN → My_{corr} = 39.86KN.m

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2cm; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2cm, \frac{325}{250} \right) = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{39.86}{3089.56} = 0.013m = 1.3cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.3 = 3.3cm$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : longueur de section de poteau (60x70) $\text{cm}^2 \rightarrow h=70\text{cm}$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0.7 \times 3.25 = 2.275 \text{ m.}$$

$$\frac{2.275}{0.70} = 3.25 < \max(15 ; 0.943)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi), \text{ généralement on prend } \phi=2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.275}{0.70} = 11.25$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.25}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.275^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.008 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.3 + 0.8 = 4.10 \text{ cm}$$

$$e = 4.10 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 3089.56 \times 0.041 = 126.67 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 3089.56 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 126.67 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.04) 60 \times 70 \times 14.2 = 1213.674 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 126.67 + 3089.56 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 1084.43 \text{ KN.m}$$

$$B = 3089.56 \times (0.66 - 0.04) - 1084.43 = 831.097 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{1084.43 \times 10^6}{14.2 \times 600 \times 660^2} = 0.29$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.439; \beta = 0.824)$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{1084.43 \times 10^6}{348 \times 0.824 \times 660} = 57.30 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 57.30 - \frac{3089.56 \times 10^3}{100 \times 348} = -31.48 \text{ cm}^2$$

- $N_{\max} = 3089.56 \text{KN} \rightarrow M_{z\text{corr}} = 45.82 \text{KN.m}$

$$e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45.82}{3089.56} = 0.015 \text{m} = 1.5 \text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.5 = 3.5 \text{cm}$$

$$e_2 = 0.008.$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.5 + 0.8 = 4.30 \text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 3089.56 \times 0.043 = 132.85 \text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 3089.56 \text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 132.85 \text{KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = 1213.674 \text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 132.85 + 3089.56 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 1090.61 \text{KN.m}$$

$$B = 3089.56 \times (0.66 - 0.04) - 1090.61 = 824.92 \text{KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{1090.61 \times 10^6}{14.2 \times 600 \times 660^2} = 0.29$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.439; \beta = 0.824)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{1090.61 \times 10^6}{348 \times 0.824 \times 660} = 57.63 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 57.63 - \frac{3089.56 \times 10^3}{100 \times 348} = -31.15 \text{cm}^2$$

➤ **(G + Q ± E):**

- $M_{y\max} = 165.88 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2368.84 \text{KN}$.

$$e_a = \max(2 \text{cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{165.88}{2368.84} = 0.07 \text{m} = 7 \text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 7 = 9 \text{cm}$$

$$e_2 = 0.008.$$

$$e = e_1 + e_2 = 9 + 0.8 = 9.8 \text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 2368.84 \times 0.098 = 232.15 \text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 2368.84 \text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 232.15 \text{KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b = 1213.674 \text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 232.15 + 2368.84 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 966.49 \text{KN.m}$$

$$B = 2368.84 \times (0.66 - 0.04) - 966.49 = 502.19 \text{KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{966.49 \times 10^6}{18.5 \times 600 \times 660^2} = 0.20$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.28; \beta = 0.888)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{966.49 \times 10^6}{400 \times 0.888 \times 660} = 41.23 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 41.23 - \frac{2368.84 \times 10^3}{100 \times 400} = -17.99 \text{cm}^2$$

• $M_{z\max} = 146.82 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 237.33 \text{KN}.$

$$e_a = \max(2 \text{cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{146.82}{237.33} = 0.62 \text{m} = 62 \text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 62 = 64 \text{cm}$$

$$e_2 = 0.008.$$

$$e = e_1 + e_2 = 64 + 0.8 = 64.8 \text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 237.33 \times 0.648 = 153.79 \text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 237.33 \text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 153.79 \text{KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b = 1213.674 \text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 153.79 + 237.33 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 227.36 \text{KN.m}$$

$$B = 237.33 \times (0.66 - 0.04) - 227.36 = -80.22 \text{KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{227.36 \times 10^6}{18.5 \times 600 \times 660^2} = 0.05$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.064; \beta = 0.974)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{227.36 \times 10^6}{400 \times 0.974 \times 660} = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.84 - \frac{237.33 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.91 \text{ cm}^2$$

➤ **(0.8G ± Ex):**

- $N_{\min} = 1811.98 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{ycorr}} = 147.84 \text{ KN.m}$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{147.84}{1811.98} = 0.08 \text{ m} = 8 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 8 = 10 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.008.$$

$$e = e_1 + e_2 = 10 + 0.8 = 10.8 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 1811.98 \times 0.108 = 195.70 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 1811.98 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 195.70 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b = 1213.674 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 195.7 + 1811.98 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 757.11 \text{ KN.m}$$

$$B = 1811.98 \times (0.66 - 0.04) - 757.11 = 366.32 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{757.11 \times 10^6}{18.5 \times 600 \times 660^2} = 0.16$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.22; \beta = 0.91)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{757.11 \times 10^6}{400 \times 0.91 \times 660} = 31.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 31.51 - \frac{1811.98 \times 10^3}{100 \times 400} = -13.79 \text{ cm}^2$$

➤ **(0.8G ± Ey):**

• $N_{\min} = 996.33 \text{KN} \rightarrow M_{y\text{corr}} = 91.42 \text{KN.m}$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{91.42}{996.33} = 0.09\text{m} = 9\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 9 = 11\text{cm}$$

$$e_2 = 0.008.$$

$$e = e_1 + e_2 = 11 + 0.8 = 11.8\text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} e = 996.33 \times 0.118 = 117.57 \text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 996.33 \text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 117.57 \text{KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = 1213.674 \text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 117.57 + 996.33 \times (0.66 - \frac{0.70}{2}) = 426.43 \text{KN.m}$$

$$B = 996.33 \times (0.66 - 0.04) - 426.43 = 191.29 \text{KN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{426.43 \times 10^6}{18.5 \times 600 \times 660^2} = 0.09$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.11; \beta = 0.956)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{426.43 \times 10^6}{400 \times 0.956 \times 660} = 16.89 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16.89 - \frac{996.33 \times 10^3}{100 \times 400} = -8.02 \text{cm}^2$$

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{\min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.4.2.1)

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.8\%bh \quad \text{zone II}$$

Tableau V-3: récapitulatif des résultats armature longitudinal adopte.

	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
ELU	-31.48	5.1	33.6	33.6	12HA25=58.90
	-31.15				
G+Q+E	-17.79	5.1	33.6	33.6	
	2.91				
0.8G+E	-13.79	5.1	33.6	33.6	
	-8.02				

- ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}) :

- La contrainte de compression de béton selon BAEL91 (article A.4.5.2):

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

- La contrainte de traction des armatures selon BAEL91 (article A.4.5,33) :

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser}=2255.58 \text{ KN}; M_{ser}=33.41 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{33.41}{2255.58} = 0.015 \text{ m} \quad e_0 = 0.015 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.12 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que :

$$\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s < 201.63 \text{ MPa}$$

Nous avons les notions suivantes (Exercices de béton armé P.CHARON page40) :

$$A'_2 = A'_1 = 0; A'_1 = A_{adopté} = 58.9 \text{ cm}^2; b = 60 \text{ cm}; h = 70 \text{ cm}; d = 66 \text{ cm}; c = 4 \text{ cm.}$$

$$B_0 = b \times h + 15 (A'_1 + A'_2) = 60 \times 70 + 15(58.9) = 5083.5 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{5083.5} \left[\frac{60 \times 70^2}{2} + 15(58.9 \times 4) \right] = 29.6 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 29.6 = 40.4 \text{ cm}$$

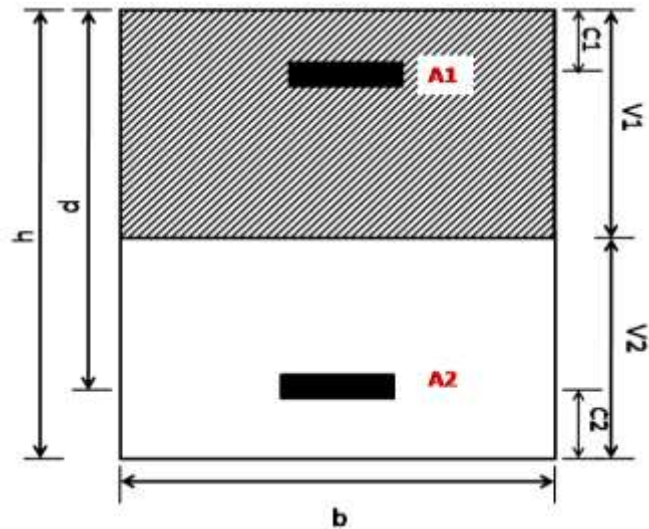


Figure V-2: Section de Poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} \times (29.6^3 + 40.4^3) + 15[58.9 \times (29.6 - 4)^2] = 2416482.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 33.41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{2255.58 \times 10^3}{100 \times 5083.5} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{I_{xx}} = \frac{33410}{2416482.56} = 0.014 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.44 + 0.014 \times 29.6 = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.44 + 0.014 \times (29.6 - 4)] = 120.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.44 - 0.014 \times (66 - 29.6)] = -9.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 120.36 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = -9.84\text{MPa} < 400\text{MPa} \dots (\text{C.V})$$

Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.
La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 141.28\text{KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL (Art A.5.1,1) :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{141.28 \times 10^3}{600 \times 660} = 0.357\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5\text{MPa}\right) \text{ BAEL (Art A.5.1,211)}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ Accidentelle} \rightarrow \bar{\tau} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.357\text{MPa} < \bar{\tau} = 4.35\text{MPa} \rightarrow \text{conditions vérifiées.}$$

Calcul d'armature transversale RPA99/2003.[Art .7.4.2.2] :

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7l_0$).

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.8}{0.70} \text{ ou } \frac{2.8}{0.60} \right) \lambda_g = (4.67) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

St : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ En zone II

En prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 141280 \times 0.10}{0.7 \times 400} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.89 \text{ cm}^2$$

Soit (6HA10) = 4.71 cm²

- La zone courante : ($S_t \leq 15\phi_l$).... En zone II

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 141280 \times 0.15}{0.7 \times 400} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.84 \text{ cm}^2$$

Soit (6HA10) = 4.71 cm²

Vérification des cadres des armatures minimales :

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \Rightarrow \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{4.71}{10 \times 60} = 0.8\% \geq 0.79\% > 0.3\% \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{4.71}{10 \times 60} = 0.8\% \geq 0.79\% > 0.3\% \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33$$

$$\phi_t = 10mm > 8.33mm \dots CV.$$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

$$St \leq \min (37.5\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 70\text{cm})=37.5\text{cm} \rightarrow CV$$

V.2.6 Schéma de ferrailage d'une poteau :

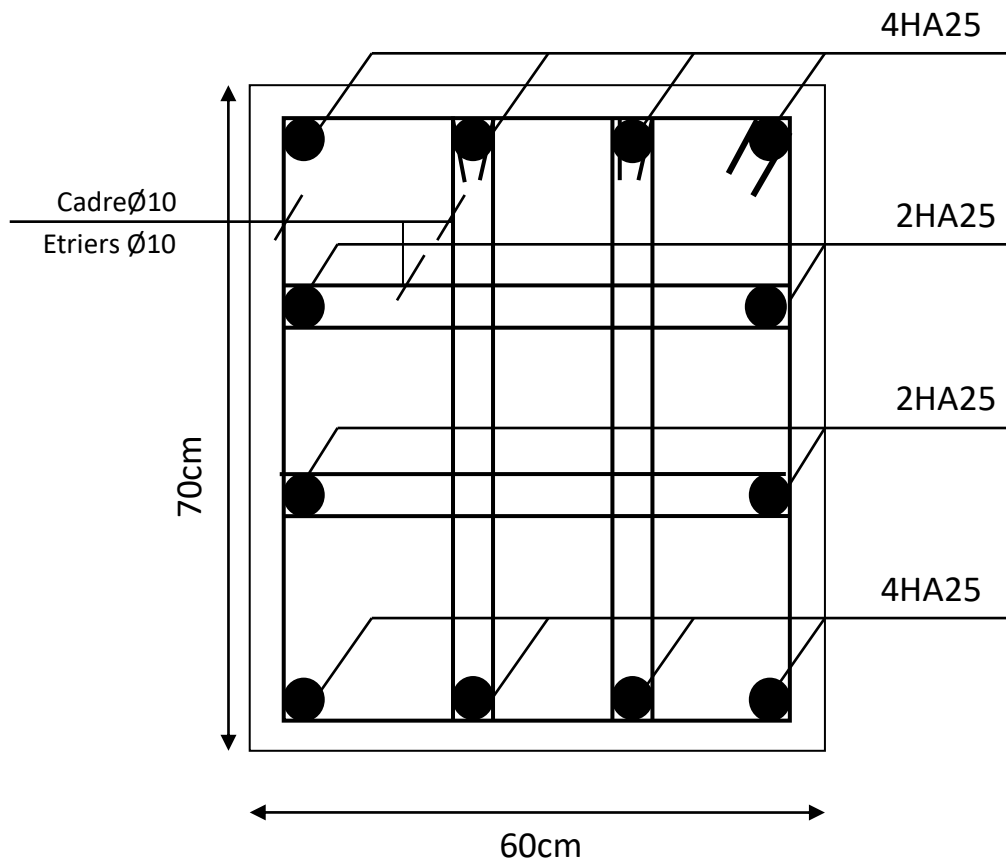


Figure V-3:Schéma de ferrailage du poteau.

V.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D’après les annexes des combinais d’action, on prendra les moments max en travées et aux appuis.

V.3.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de situation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL91:** Situations durables (B.6.1,21)

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d’exploitation **Q**

- ✓ ELU : $1,35G + 1,5 Q$
- ✓ EL.S : $G + Q$

- **Selon le RPA99 :** Situation accidentelle (Art 5.2)

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- ✓ $G + Q \pm E$ (Formule5-1)
- ✓ $0,8G \pm E$ (Formule5-2)

V.3.2 Les Sollicitations :

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT sous les combinaisons d’action suivante:

Résultats donnés par Robot :

Tableau V-4: Résultats des moments donnés par Robot.

Combinaison	ELU	ELS	G+Q+Ey	0.8G+Ex	T _{zmax} G+Q+Ey
Travée	86.76	63.19	96.48	99.63	229.81
Appui	146.63	106.70	150.26	107.41	KN

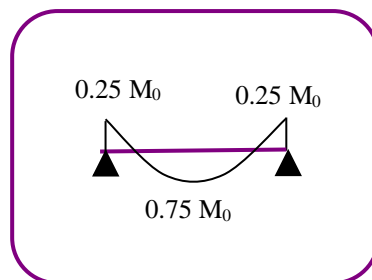


Figure V-4:Diagramme de moment.

L'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens sont :

- ⇒ En travée : **0.8G+Ex** → $M_t = 99.63KN.m$
- ⇒ En appui : **G+Q+Ey** → $M_a = 150.26KN.m$
- ⇒ $M_t = 0.75 \times 249.89 = 187.42KN.m$
- ⇒ $M_a = 0.25 \times 249.89 = 62.47KN.m$

V.3.3 Recommandation de (RPA 2003) :

Armatures longitudinal: (7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les fores latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ en zone IIa
- Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

Armatures transversales : (7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$
 - En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$
- La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Ferrailage d'armature longitudinal :

$$\mu_l = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$S = (40 \times 45) \text{cm}^2 \quad , \quad d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{cm}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau V-5: récapitulatif de calcul des ferrillages à l'ELU d'une poutre.

	combinaison	M (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	0.8G+E	187.42	0.154	0.210	0.915	12.63
Appuis	G+Q+E	62.47	0.051	0.066	0.973	3.96

Vérification :

- ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1) :

$$A^1_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0,001.b.h$$

- Pourcentage minimal : RPA99/2003 (art7.5.2.1)

$$A^RPA_{min} = 0.5\% bh$$

Tableau V-6: récapitulatif des résultats armature longitudinal adopte d'une poutre.

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A^RPA_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	12.63	1.96	1.80	9	12.63	3HA14+3HA20=14.04
Appuis	3.96	1.96	1.80	9	9	HA14=4.623

- ELS :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau V-7: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'une poutre.

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.28	175.04	127.42	1.37	25	0.435	vérifier
Appuis	0.086	58.35	42.47	1.37	25	0.435	vérifier

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

- I. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{350} = 0.13 > \frac{187.42}{10 \times 249.89} = 0.075$ (condition vérifié).
- II. $\frac{A_{adt}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{14.04}{40 \times 40.5} = 0.008 < \frac{4.2}{400} \times 40 = 0.42$ (condition vérifié).
- III. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{350} = 0.13 > 0.0625$ (condition vérifié).

Ferrailage des armatures transversales :

-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$ avec :

On a la contrainte tangente conventionnelle BAEL91 (art A5.1,1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{229.81 \times 10^3}{400 \times 405} = 1.42 MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5MPa) \dots\dots (A5.1,211)$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.15} = 4.35 MPa; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.35 MPa > \tau_u = 1.42 \rightarrow \text{C.V}$$

Espacement des cadres S_t et Section minimale des armature transversale A_t

➤ **Selon BAEL91 (Art A.5.1, 22) :**

Espacement :

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\} \Rightarrow S_t \leq \min\{36.45; 40\}cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

Armatures transversales :

$$0.4 \leq \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 40 \times 15}{235} = 1.02 cm^2$$

➤ Selon RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.2):

Espacement :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \Rightarrow S_t \leq \min\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 1.4\right\} \Rightarrow S_t \leq 11.25$$

⇒ $S_t = 10\text{cm}$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$$

⇒ $S_t = 15\text{cm}$

Armatures transversales :

$$A_t = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{RPA}, A_{BAEL}) = \max(1.02, 1.8) = 1.8\text{cm}^2$$

Soit: $A_t^{adp} = 4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2$; $S_t = 15\text{cm}$.

V.3.5 Schéma du ferrailage :

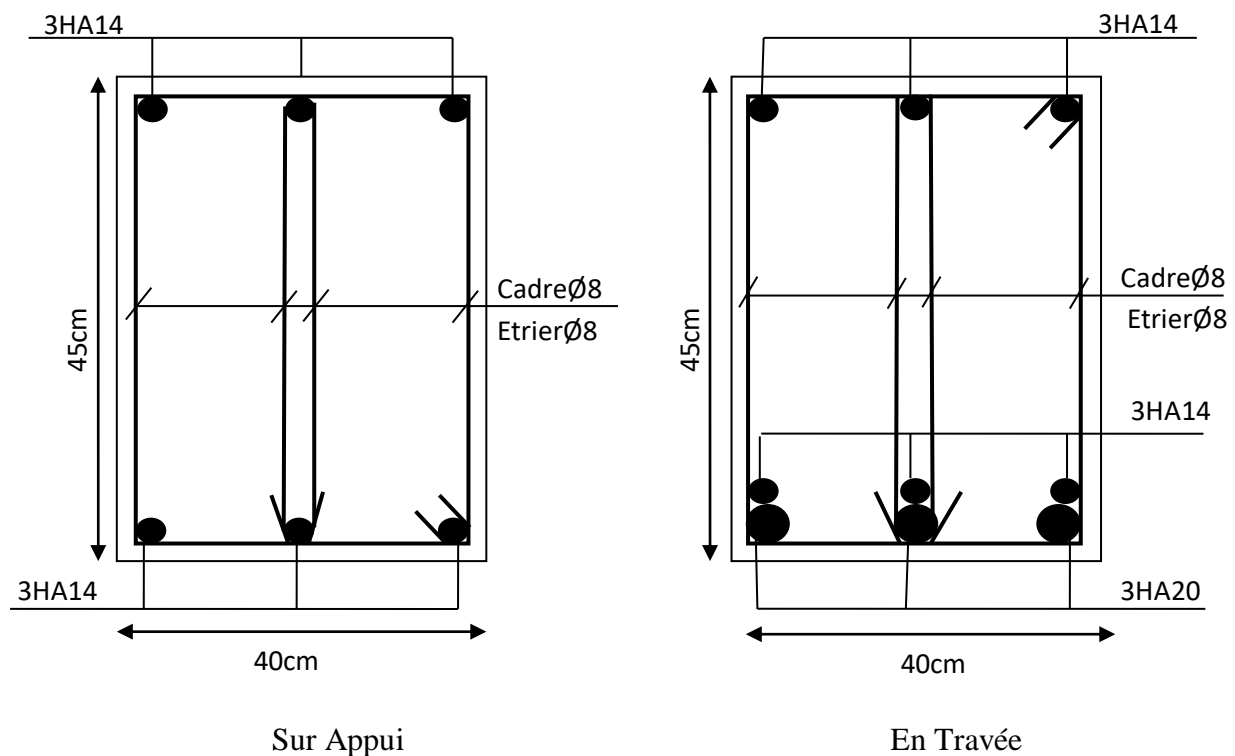


Figure V-5: Ferrailage de la poutre.

V.4 **Ferrailage des Voile :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

V.4.1 **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- ✓ $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- ✓ $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- ✓ $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- ✓ $M = M_G + M_Q \pm M_E$

V.4.2 **Types d'armatures :**

➤ **Ferrailage vertical :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003(Art 7.7.4.1), citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).

5. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

➤ **Ferrailage horizontal :** (RPA 99/version 2003(Art 7.7.4.2))

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

- **Règles communes :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003(Art7.7.4.3) préconise les recommandations suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ $S \leq \min(30\text{cm}, 1.5a)$, Avec a : Epaisseur du voile.
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)ne devrait pas dépassé 1/10de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.4.3 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- **Ferrailage vertical:**

Etape de calcul : « section rectangulaire »

1) Détermination de l'excentricité « e »

$$e = \frac{M}{N}$$

2) Détermination de la nature qui peut être :

a) Section partiellement comprimée « S.P.C » :

- N : effort de traction et le centre de pression « c » se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.
- N : effort de compression et « c » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : effort de compression et « c » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - c') - M_A \leq (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}) \cdot a \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

b) Section entièrement tendue « S.E.T » si :

- N : effort de traction et « c » se trouve entre les armatures.

c) Section entièrement comprimée « S.E.C » si :

- N : effort de compression et « c » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - c') - M_A > (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}) \cdot a \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

3) Détermination de la section d'armature :

a) S.P.C :

- Armatures à la flexion simple :

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) \quad (N : \text{compression})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_{bc} \cdot a \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ Mpa (cas accidentel)}$$

$$A_f = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} , \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\gamma_s = 1, \text{ cas accidentel})$$

- Armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}, \quad (N : \text{compression})$$

b) S.E.T : (voir formules de « P.charon »).

c) S.E.C : (voir les formules de « P.charon »)

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante (utilise la méthode de la RDM) :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ (Pour les voiles pleins)}$$

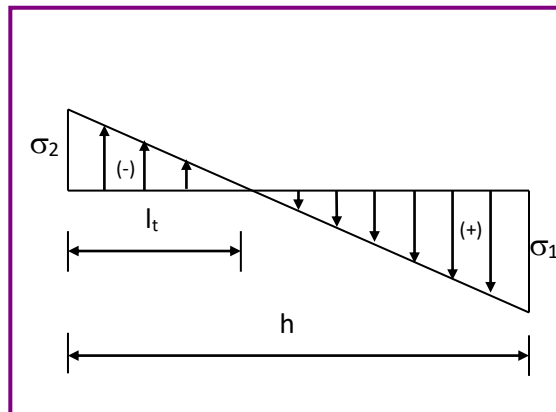


Figure V-6: Schéma statique des contraintes.

Si σ_1 et σ_2 sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

$$\Rightarrow l_t = h.$$

Si σ_1 et σ_2 sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

$$\Rightarrow l_t = 0$$

Si σ_1 et σ_2 sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

$$\Rightarrow l_t = \frac{h|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

- $A_{\min,1}^{RPA} = 0.20\%$ a l_t (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.1).

Globalement dans la section du voile (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.2):

- $A_{\min,1}^{RPA} = 0.15\%$ a h

- $A_{\min,1}^{RPA} = 0.10\%$ a h

Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité (c) à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

Exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

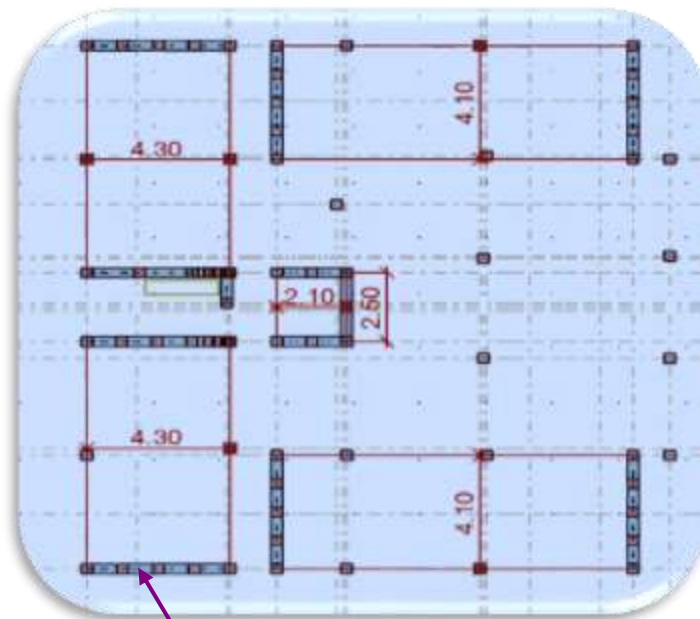


Figure V-7: Disposition des voiles.

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=4.30m)

Tableau V-8: les sollicitation d'une voile.

G+Q+ E			
Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	383.53	578.87	2321.94

→ $M_{max} = 2321.94 \text{ KN.m}$ → $N_{corr} = 578.87 \text{ KN}$

$h = 4.30 \text{ m}$; $c = 5 \text{ cm}$; $d = h - c = 4.25 \text{ m}$; $a = 0.17 \text{ m}$.

- Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2321.94}{578.87} = 4.01 \text{ m}$$

$$\underbrace{N(d - c')}_{B} \leq \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot a \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}_A$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot a h \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 430 - 0.81 \times 5) \times 17 \times 430 \times 18.5$$

$$A = 19049.20 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_a$$

$$M_a = M + N (d - h/2) = 2321.94 + 578.87 \times \left(4.25 - \frac{4.30}{2}\right) = 3537.57 \text{ KN.m}$$

$$B = 578.87 \times (4.25 - 0.05) - 3537.57 = -1106.316 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 4.01}{4.30} = 18.65$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.25}{4.30} = 0.378$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\{15; 18.65\} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_a = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3537.57 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3537.57 \times 10^6}{18.5 \times 170 \times 4250^2} = 0.06$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.077 ; \beta = 0.969)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3537.57 \times 10^6}{400 \times 0.969 \times 4250} = 21.47 \text{cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{\text{Cal}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 21.47 - \frac{578.87 \times 10^3}{100 \times 400} = 7.00 \text{cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

➤ d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{578.87 \times 10^3}{170 \times 4300} + \frac{6 \times 2321.94 \times 10^6}{170 \times (4300)^2} = 5.22 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{578.87 \times 10^3}{170 \times 4300} - \frac{6 \times 2321.94 \times 10^6}{170 \times (4300)^2} = -3.64 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \Rightarrow l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.767 \text{m}$$

Alors $A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 176.7 \times 17 = 6.01 \text{cm}^2$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit (RPA99/V 2003

Art.7.7.4.3):

- globalement dans la section du voile : 0.15%.

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015bh = 0.0015 \times 17 \times 430 = 10.97 \text{cm}^2$$

Résultats final :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A=7.00cm^2 \Rightarrow A_{adp} = 8HA14 + 16HA12 = 30.41cm^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2lt > 0$$

$$h' = 430 - 2 \times 176.7 = 76.6cm$$

$$A_{min2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 17 \times (76.6) = 1.30 cm^2 \Rightarrow A_{adp} = 4HA12 = 4.52cm^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_{min2} > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times (30.41 + 4.52) = 69.86cm^2 > A_{min}^g$$

2. Armatures horizontales (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur.

Globalement dans la section du voile

$$A_{min}^g = 0.0015bh = 0.0015 \times 17 \times 100 = 2.55cm^2$$

En zone courante:

$$A_{min}^c = 0.001bh = 0.001 \times 17 \times 100 = 1.7cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6\phi10 = 4.71cm^2 / ml$

3. Armatures transversale :(RPA99 version 2003 Art 7.7.4.3):

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

4. L'espacement:

Armatures verticales

D'après (RPA99 version 2003 art.7.7.4.3).

$$S < \min(1.5.a ; 30cm) = \min(1.5 \times 17 ; 30cm)$$

On prendre : $S=20cm$

Dans la zone h/10 :

$$S_t \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10cm$$

On prendre : $S_t=10$ cm

Armatures horizontale

On a pour chaque nappe 6HA10 par ml, donc on prend $St = 15$ cm

5. Vérification des contraintes de cisaillement (RPA99 version 2003 art.7.7.2):

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a.d}; \bar{V} = 1.4 \times V$$

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile Majoré de 40%.

a : épaisseur du voile (a = 17 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 4.30m)

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 383.53 \times 10^3}{170 \times 4250} = 0.74MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 0.74MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa \dots \dots \dots (CV)$$

V.4.4 Schéma du ferrailage :

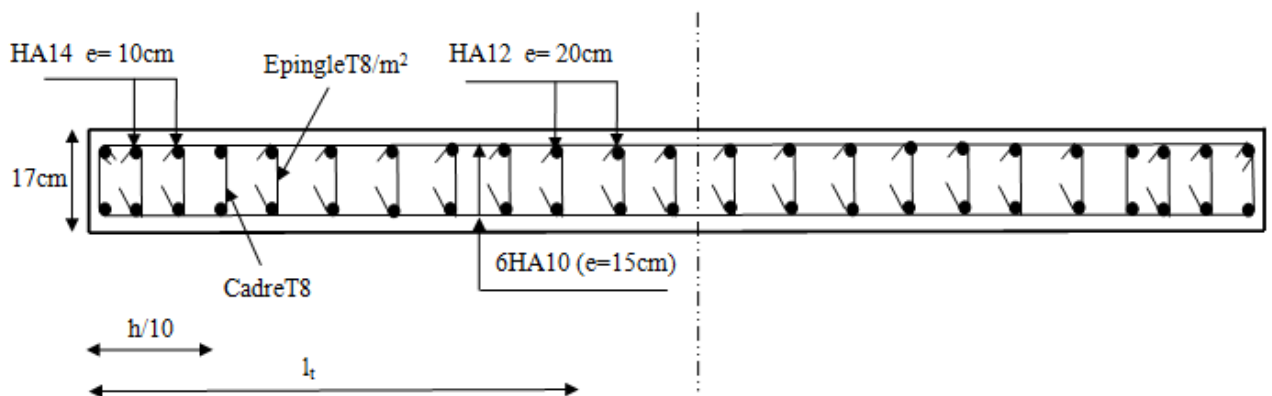


Figure V-8: Ferrailage de la voile.

*Conception et Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation R+8, contreventée par des Voiles en
béton armé*

Chapitre VI

*ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE*

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2 Etude du sol :

L'étude du sol est une opération obligatoire avant toute décision en ce qui concerne le type de fondation qui sera pris en considération dans les projets importants.

Pour notre cas, Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Annaba. La fondation se trouve dans la première couche constitué d'une argile sableuse classé dans la catégorie s3 selon le RPA 2003 (site meuble), la coupe géotechnique regroupe les caractéristiques du sol.

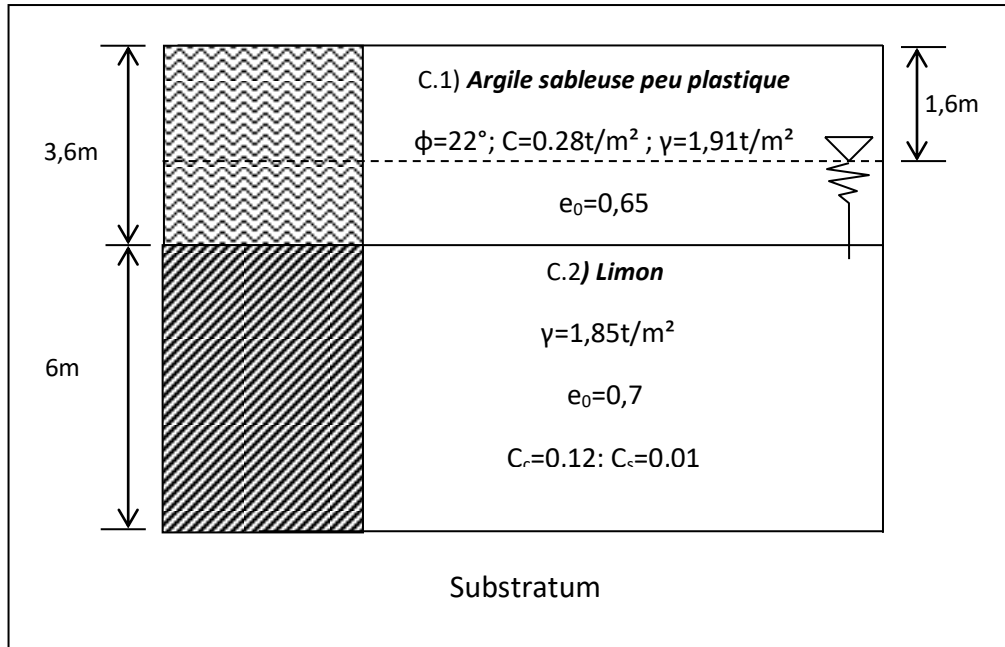


Figure VI-1: Les couches géologiques.

VI.3 Etude de la longrine :

VI.3.1 Dimensionnement de la longrine (RPA99/version2003 art 10.1.1.b) :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm

➤ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) L_{max} \quad ; L_{max} = 4.60m$$

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) \times 460 \Rightarrow (28.75 < 30 < 46) \dots \dots CV$$

Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.6 \times 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 18 \rightarrow b=25cm. \dots CV$$

VI.3.2 Ferrailage de la longrine :

Les armatures longitudinales à l'ELU :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 KN$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

(Site 2 ; Zone IIa) $\rightarrow \alpha = 12$

$$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = \frac{3089.56}{12} = 257.46KN$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{257.46 \times 10^3}{348} = 7.39cm^2$$

Vérification :

- ELU :

➤ condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1) :

$$A_{min}^1 \geq bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; d= 0.9h$$

➤ Pourcentage minimal : RPA99/2003 (art 10.1.1.b)

$$A_{min}^{RPA} = 0.6\% bh$$

Tableau VI-1: Récapitulatif résultats du ferrailage des longrines.

A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
7.39	3.54	4.5	7.39	6HA14=9.24

- ELS :

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$

$$F = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{2255.58}{12} = 187.965\text{KN}$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} = \frac{187.965 \times 10^3}{9.24 \times 10^2} = 203.44\text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \quad (\text{CNV})$$

On va augmenter la section d'armatures $A_{adp} = 6\text{HA}16 = 12.06\text{cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} = \frac{187.965 \times 10^3}{12.06 \times 10^2} = 155.86\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \quad (\text{CV})$$

Les armatures transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ + étrier $\Phi 6$ (La fissuration est préjudiciable).

Espacement des cadres S_t :

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi_l) = \min(20\text{cm} ; 24) = 20\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

VI.3.3 Présentation du ferrailage :

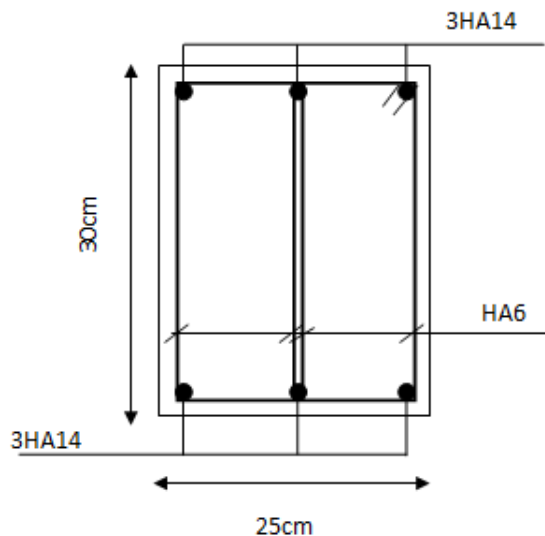


Figure VI-2: Schéma du gerrailage des longrines.

VI.4 Etude des fondations:**VI.4.1 Introduction :**

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VI.4.2 Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. $\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bar}$.

VI.4.3 Combinaison d'action :

- ELS → Pour le dimensionnement.
- ELU → Pour le Ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) → pour la vérification.

VI.4.4 Choix du type de fondation :

➤ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

➤ **type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voile. Pour cela nous allons procéder une petite vérification telles que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :
($S_s / S_b < 50\%$).

Si la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce ci nous mène à envisager un radier comme fondation.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_t}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 1.70 \text{bars} = 17 \text{ t/m}^2$; $N_{\text{ser}} = 2255.58 \text{KN}$

$$S_s \geq \frac{2255.58 \times 10^3}{1.7 \times 10^{-5}} = 13.27 \text{m}^2$$

Nombre de poteaux au niveau de étage =24.

$$S_s = 13.27 \times 24 = 318.48 \text{m}^2$$

Surface du bâtiment total :

$$S_b = l_x \times l_y = 18.9 \times 17.5 = 330.75 \text{m}^2$$

$$330.75 \times 50\% = 165.38 \text{m}^2$$

$$S_s = 318.48 \text{m}^2 > 50\% S_b = 165.38 \text{m}^2$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager **un radier** comme fondation.

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

VI.4.5 Calcul le Radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

☞ **Remarque :**

Le radier nervuré est de loin le plus économique

- $40\text{cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1\text{m}$
- $0.5\text{m} \leq H_{\text{nervure}} \leq 1.50\text{m}$

Le radier dalle n'est pas très économique

- $70\text{cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1.30\text{m}$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle → Nous choisissons radier nervuré

Pré-dimensionnement :

L'épaisseur du radier à prendre en compte est le plus grande épaisseur donnée par les conditions suivantes.

a) Condition forfaitaire:

- **Pour la hauteur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{560}{20} = 28\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25cm.

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50\text{ cm}$

- **Pour la hauteur de la nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm}$$

L_{\max} : distance maximal Entre deux files successives.

La valeur de l'épaisseur de la nervure est : $h_n = 75\text{cm}$

b) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux $L_{\max} = 5.60\text{m}$.

L_e : Longueur élastique.

E :Module d'élasticité du béton ; $E = 3216420\text{ t/m}^2$.

I : Inertie de la section de radier.

K : Module de raideur du sol, pour un solde densité moyenne $K=4000\text{t/m}^3$.

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}; \quad I = \frac{bh^3}{12}; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.60^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.845m$$

On prend $h_n=90cm$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.061}{4000 \times 1}} = 3.74m \geq \frac{2L_{max}}{\pi} = 3.57 \dots \dots (CV)$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_n = 90$ cm pour les nervure.

$h_r = 50cm$ pour le radier.

$b = 70$ cm

Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 55631.16$ KN

ELS: $N_s = 40729.63$ KN

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{55631.16 \times 10^3}{1,33 \times 0.170} = 246.05 m^2$

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40729.63 \times 10^3}{1,33 \times 170} = 180.14 m^2$

$S_{batiment} = 330.75 m^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 246.05 m^2$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (17.5 m).

L_y : largeur en plan (18.9 m).

Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm})$. Où: $h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.5\text{m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 330.75 + 0.5 \times 2 \times (17.5 + 18.9) = 367.15 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (367.15 \times 0.9 \times 25) = 8260.875 \text{ KN}$$

Combinaison d'action

$$N_u = 55631.16 + 1.35 (8260.875) = 66783.34 \text{ KN}$$

$$N_s = 40729.63 + 8260.875 = 48990.505 \text{ KN}$$

Vérifications de radier :

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

Fissuration préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 45\text{cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{66783.34 \times 1}{367.15} \times \frac{5.60}{2} = 509.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{509.31 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.13 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = M/N \leq L/4$$

M: Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

N : charge verticale.

$$N_{\text{total}} = 29288.04 \text{ KN}$$

$$M_x = 2071.28 \text{ KN}$$

$$M_y = 2399.38 \text{ KN}$$

Tableau VI-2: Résultats de calcul de la stabilité du radier.

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N_{total} (KN)	29288.04	29288.04
M (KN.m)	2071.28	2399.38
e (m)	0.071	0.082
L/4 (m)	4.63	4.98
condition	vérifier	vérifier

Caractéristiques géométriques du radier :

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 10499.94m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 12149.26m^4$$

- Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.25m$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.95m$$

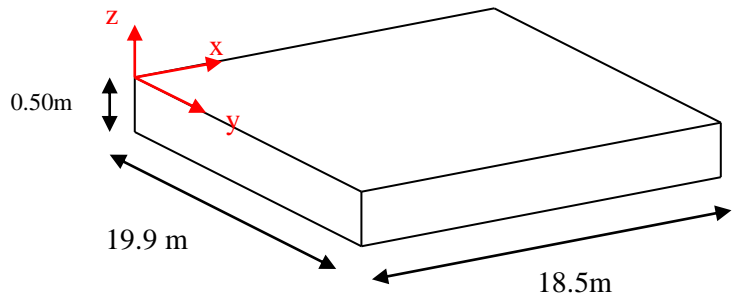


Figure VI-3: Schéma de radier.

Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 170 = 255KN/m^2.$$

$$X_g = 9.95m, Y_g = 9.25m$$

Tableau VI-3: récapitulatif résultats de la vérification au non soulèvement des fondations (0.8G-E).

	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	S _{rad} (m ²)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)	σ _m ≤ σ̄ _{sol}
X-X	10499.94	40791.82	2068.73	367.15	113.98	108.22	112.54	C.V
Y-Y	12149.26	40880.11	2409.37	367.15	114.24	108.44	112.79	C.V

Ferraillage du radier:

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol sachant que la fissuration est préjudiciable, On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le CBA 93.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

- **Ferraillage de la dalle de radier :**
 - ✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5.50×3.60) m².
 - ⇒ Panneau de rive.

Combinaison des charges :

ELU: $P_u = N_u/S_{rad} = 66783.34/367.15=181.90 \text{ KN/m}^2$.

ELS: $P_{ser} = N_{ser}/S_{rad} = 48990.505/367.15=133.43\text{KN/m}^2$.

Détermination des sollicitations:

Nous utilisons pour le ferraillage des panneaux la méthode exposée à l'annexe E3. de BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y M_x$.

$$T_{max} = \frac{Pl_x l_y}{2l_x + l_y}$$

Tableau VI-4:Moments fléchissant dans le radier.

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$ $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$	$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$ $M_{ty} = 0.75 M_{0y}$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{0x}$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$

$\rho = 3.60/5.50 = 0.65 > 0.4 \rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

Tableau VI-5: Récapitulatif de calcul des sollicitations.

	ν	Sens	ρ	μ	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	0	X	0.65	0.0746	149.48	52.76	283.59
		Y		0.369	48.66	87.93	
ELS	0.2	X		0.0801	117.73	41.55	
		Y		0.530	55.06	69.26	

Calcul du ferrailage à l'ELU:

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{mm}$$

$$d_x = h - c = 50 - 5 - \phi_x/2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 37.5\text{cm}$$

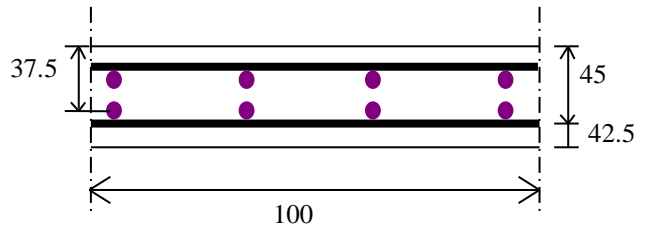


Figure VI-4: Coupe de la dalle de radier.

On utilise des barres Fe E400

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \mu_t = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau VI-6: récapitulatif de calcul du ferrailage de la dalle de radier à l'ELU.

		M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	Sens X	149.48	0.058	0.074	0.97	10.42
	Sens Y	48.66	0.024	0.030	0.988	3.77
Appui	Sens X	52.76	0.021	0.026	0.989	3.61
	Sens Y	87.93	0.044	0.056	0.977	6.90

Calcul du ferrailage à l'ELS :

$\rho = 3.70/5.50 = 0.67 > 0.4 \rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.67 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$d_x = 42.5 \text{ cm}, \quad d_y = 37.5 \text{ cm}, \quad \mu_l = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_{ser}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau VI-7 : Récapitulatif de calcul du ferrailage de la dalle de radier à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm²)
Travée	Sens X	117.73	0.043	0.054	0.978	14.05
	Sens Y	55.06	0.026	0.032	0.987	7.38
Appui	Sens X	41.55	0.015	0.018	0.992	4.89
	Sens Y	69.26	0.033	0.041	0.983	9.32

Vérification :

ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^x \geq 0.23 b d_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23 b d_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 50 = 5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-8 : Récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle de radier.

		A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)	Espacement (cm)
Travée	Sens X	10.42	14.05	5.13	14.05	6HA20=18.85	15
	Sens Y	3.77	7.38	5.00	7.38	6HA14=9.24	
Appuis	Sens X	3.61	4.89	5.13	5.13	6HA14=9.24	
	Sens Y	6.90	9.32	5.00	9.32	6HA16=12.06	

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$\tau_u = \frac{283.59 \times 10^3}{1000 \times 375} = 0.76 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.76 < [\tau_u] = 2.5 \text{Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.50m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.45m

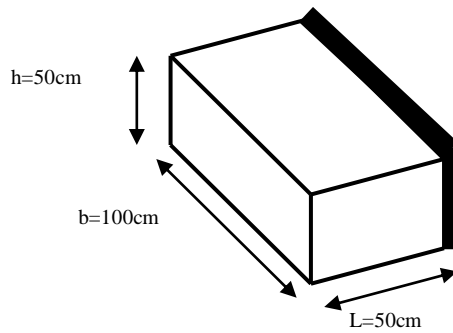


Figure VI-5: Schéma de débord du radier.

Présentation schématique :

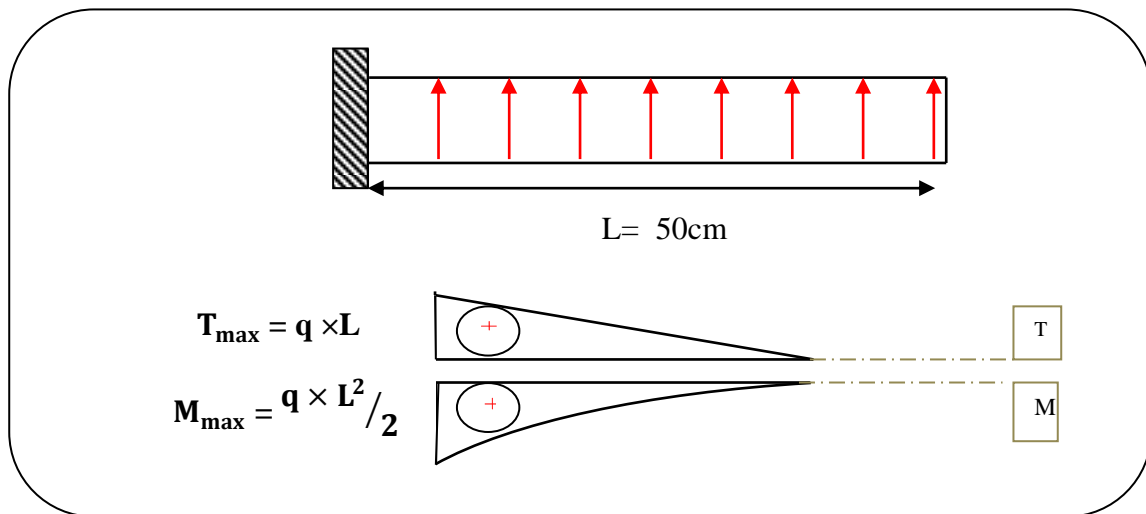


Figure VI-6: Schéma isostatique et sollicitations de les débords.

L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 181.90 \times (0.5)^2 / 2 = 22.74 \text{KN.m}$$

L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 133.43 \times (0.5)^2 / 2 = 16.68 \text{KN.}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 50 = 12.5 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{cm}^2$$

Tableau VI-9: : Récapitulatif des résultats du ferrailage de débord du radier.

	M_{\max} (KN.m)	μ	A	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Espacement (cm)
ELU	22.74	0.008	0.01	0.996	1.46	12.5	12.5	7HA16=14.07	14
ELS	16.68	0.005	0.006	0.997	2.51	12.5	12.5	7HA16=14.07	

Armature de répartition :

$$A_r = A/4 = 14.07/4 = 3.52 \text{ cm}^2$$

On choisit $A=6.79 \text{cm}^2 = 6\text{HA}12$ Avec un espacement 15cm

Vérification au cisaillement (BAEL Art A.5.1,211):

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L$$

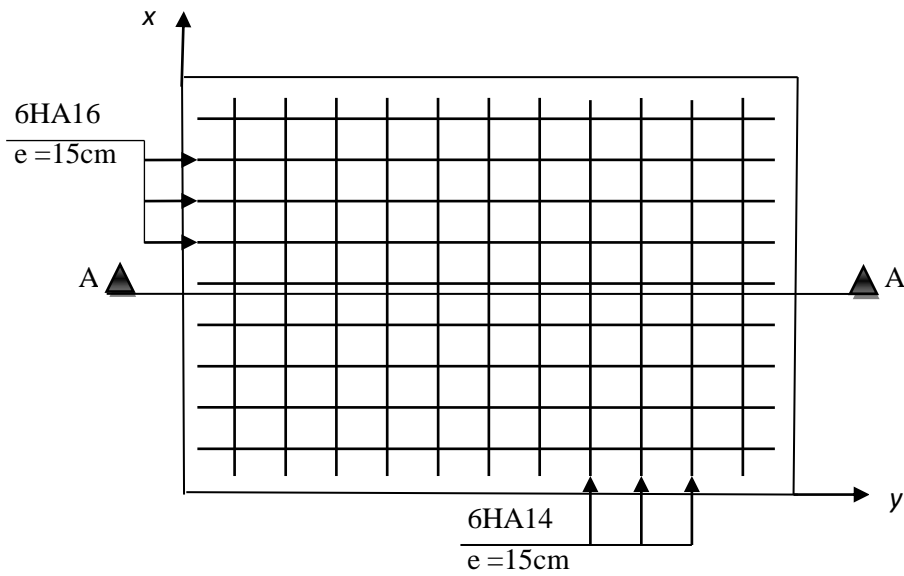
$$V_u = 181.90 \times 0.5 = 90.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{90.95 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.202 \text{MPa.}$$

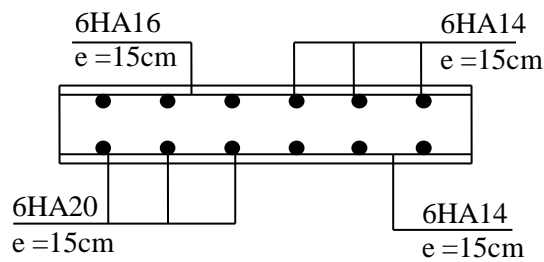
$$\tau_u = 0.202 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.4.6 Schéma de ferrailage du radier



Vue en plan



Coupe A-A

Figure VI-7: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

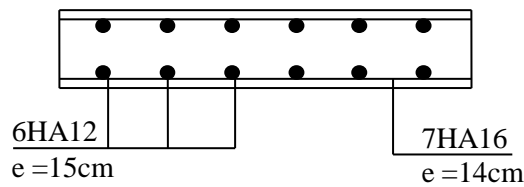


Figure VI-8: Schéma de ferrailage de débord du radier.

VI.5 Calcul du tassement :

Rappels :

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol-Fondation, il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol. Par le biais des surcharges qui lui sont transmises.

La valeur du tassement dépend de la rigidité relative Sol-Fondation. Si la fondation est plus rigide que le sol le tassement de ce dernier est uniforme et la pression transmise à la surface du sol n'est pas uniforme, par contre si la fondation est moins rigide que le sol, le tassement n'est pas uniforme et la fondation subit une déflexion, la pression transmise à la surface est uniforme.

Le tassement de la fondation est en général la résultante des trois composantes :

$$S = S_i + S_c + S_f .$$

Le tassement S_i se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. Il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

Le tassement S_c est le résultat d'une consolidation primaire, il est prépondérant dans les sols fins saturés sièges au phénomène de consolidation.

Le tassement S_f est causé par une consolidation secondaire ou fluage dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps.

Remarque : (D.T.R-BC 2331)

Le terme S_i peut être négligé en général, sauf dans les ouvrages particuliers dans lesquels la charge d'exploitation mise en place dans un délai très court est forte vis-à-vis des charges permanentes.

Des essais de laboratoire (odomètres) donnent, pour chaque couche de sol située sous la fondation, les paramètres suivants :

e_0 : indice du vide initial

C_c : indice de compression

σ_p : Pression de pré consolidation

C_s : indice de gonflement

Calcul du tassement de consolidation primaire :

Le calcul diffère selon que σ'_v est supérieure ou inférieure à σ'_p :

- Dans le cas où $\sigma'_v > \sigma'_p > \sigma'_{v0}$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} (C_s \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p})$$

- Dans le cas ou $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_p$

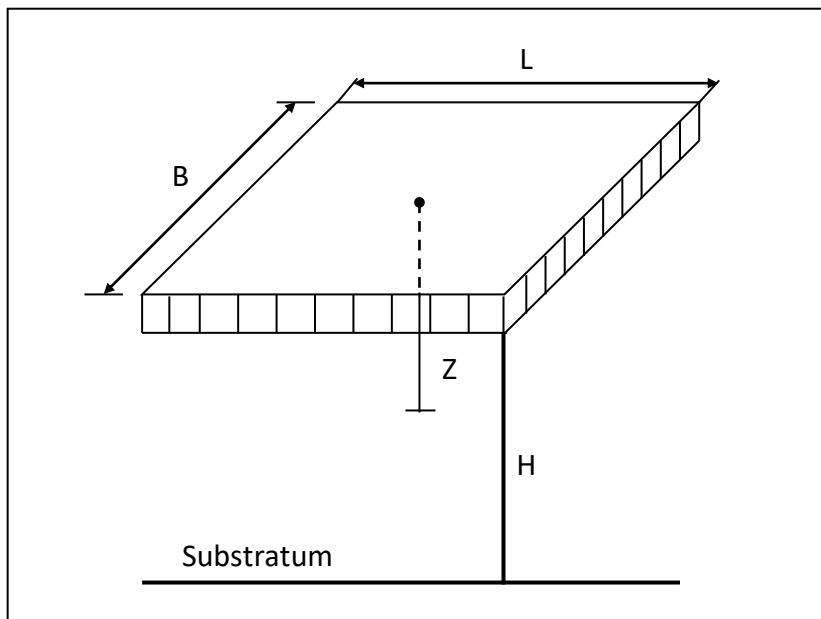
$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} (C_s \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}})$$

- Cas de l'argile normalement consolidée $\sigma'_p < \sigma'_{v0} < \sigma'_v$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} (C_c \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}})$$

Dans notre cas $H=8m < L+2B$, le substratum a un effet non négligeable sur la distribution des contraintes le massif est donc découpé jusqu'à sa base, on se propose de divisé le sol en 4 tranche, la couche d'argile sableuse, épaisse 2m au dessous de la base de fondation et la couche de limon représente 3 tranche d'épaisseur $H_i = 2 m$.

L'augmentation des contraintes dues à la pression des fondations est calculée selon la méthode de « BURMISTER »



$$\sigma'_{v0} = \gamma H - \gamma_w H$$

$$\Delta\sigma_v = (q - \gamma D) K_{H0}$$

$$q_u = N_u / S_{rad} = 66783.34 / 367.15 = 181.90 \text{ KN/m}^2.$$

$$K_{H0} = (Z/B, L/B)$$

Les résultats de calcul sont résumés au tableau suivant :

Tableau VI-10: récapitulatif résultats de tassement de consolidation primaire.

Tranche	1	2	3	4
Z (milieu)(m)	1	3	5	7
σ'_{v0}	39,66	57,26	74,26	91,26
Z/H	0,125	0,375	0,625	0,875
K_{H0}	0.9948	0.9756	0.93	0.824
$\Delta\sigma_v$ (KPa)	150.553	147.647	140.746	124.704
σ'_v (KPa)	190.213	204.907	215.006	215.964
σ'_p (KPa)	140	160	160	160

Calculons le tassement de chaque tranche :

$$S_c(1) = \frac{2}{1+0.65} \times (0.01 \times \log \frac{140}{39.66} + 0.1 \times \log \frac{190.213}{140}) = 22.77mm$$

$$S_c(2) = \frac{2}{1+0.7} \times (0.01 \times \log \frac{160}{57.26} + 0.12 \times \log \frac{204.907}{160}) = 20.42mm$$

$$S_c(2) = \frac{2}{1+0.7} \times (0.01 \times \log \frac{160}{74.26} + 0.12 \times \log \frac{215.006}{160}) = 22.04mm$$

$$S_c(2) = \frac{2}{1+0.7} \times (0.01 \times \log \frac{160}{91.26} + 0.12 \times \log \frac{215.964}{160}) = 21.26mm$$

Le tassement œnométrique global sera $S_c^{oed} = 8.649 \text{ cm}$

Donc $S_c^{oed} = 8.649 \text{ cm} < \bar{S} = 10\text{cm}$ (Condition Vérifiée)

VI.6 Étude de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

On a : $\rho = 0.65$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u l_x}{4}$$

Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u l_x}{2}$$

Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$h = 90 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 81 \text{ cm}$; $b = 70 \text{ cm}$; $c = 9 \text{ cm}$.

$q_u = 181.90 \text{ KN/m}^2$

$q_{ser} = 133.43 \text{ KN/m}^2$

VI.6.1 Transmission des charges sur les nervures :

• **Sens X-X**

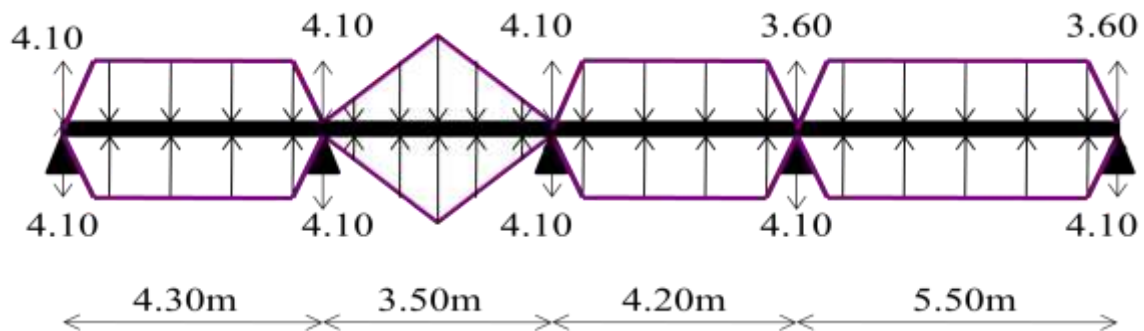


Figure VI-9: Schéma statique de la nervure en sens X-X.

Tableau VI-11: récapitulatif des résultats de la charge équivalent applique sur les nervures sens (X-X).

$L_x(m)$	4.10	4.10	4.10	3.60
	P(KN/m)			
ELU	195.12	186.45	190.89	220.26
ELS	143.13	136.77	140.02	161.57

• Sens Y-Y

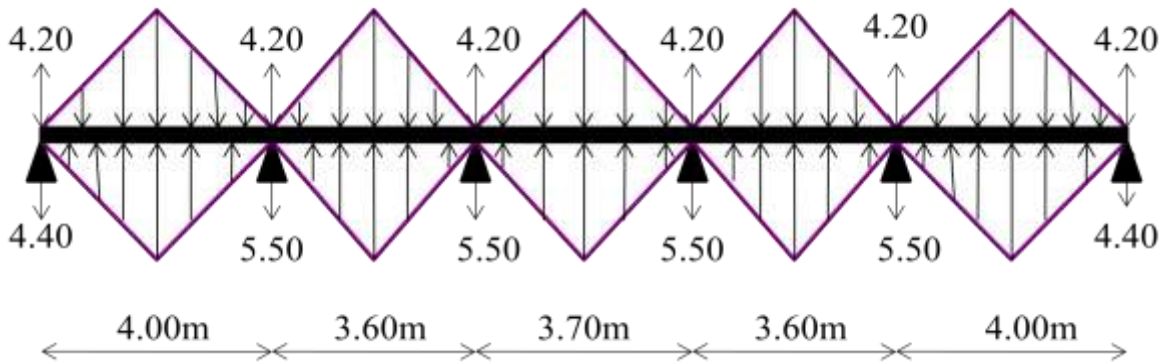


Figure VI-10: Schéma statique de la nervure en sens Y-Y.

Tableau VI-12: récapitulatif des résultats de la charge équivalent applique sur les nervures sens (Y-Y).

$L_x(m)$	4.00	3.60	3.70
	P(KN/m)		
ELU	181.90	163.71	168.26
ELS	133.43	120.09	123.42

VI.6.2 Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

➤ Sens (x-x) :

- ELU :



Figure VI-11: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU en sens (x-x).

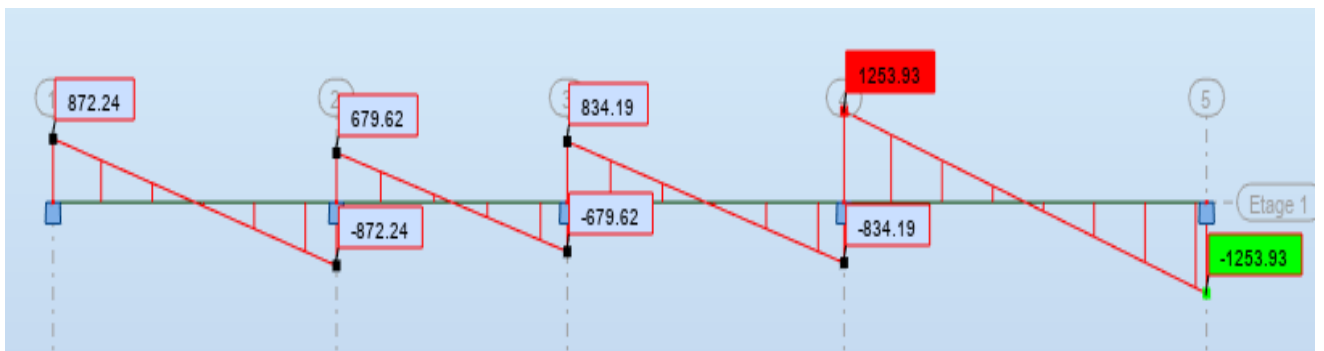


Figure VI-12: Diagramme des efforts tranchant à L'ELU en sens (x-x).

- ELS :



Figure VI-13: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS en sens (x-x).

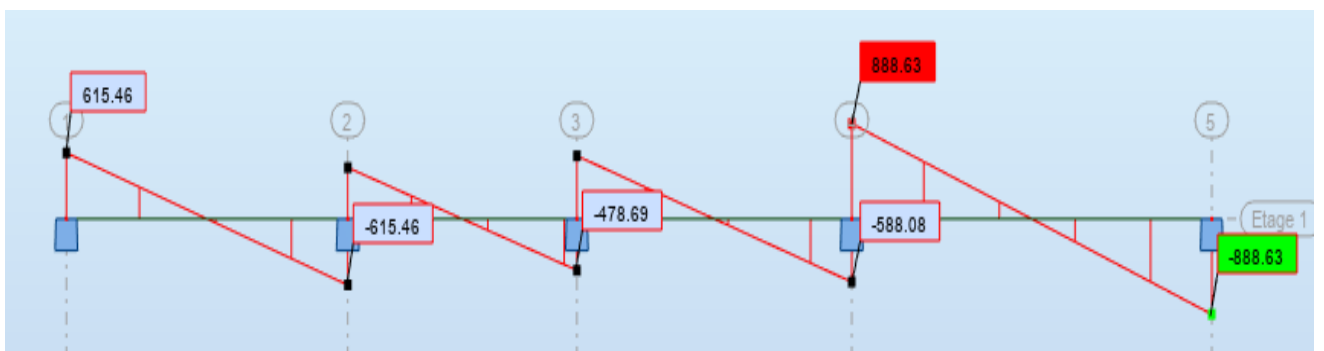


Figure VI-14: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS en sens (x-x).

➤ Sens (y-y) :

- ELU :

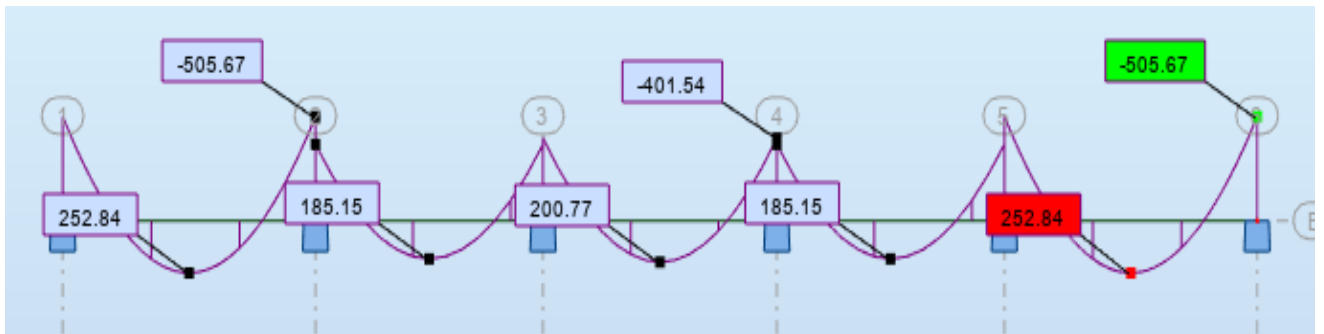


Figure VI-15: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU en sens (y-y).

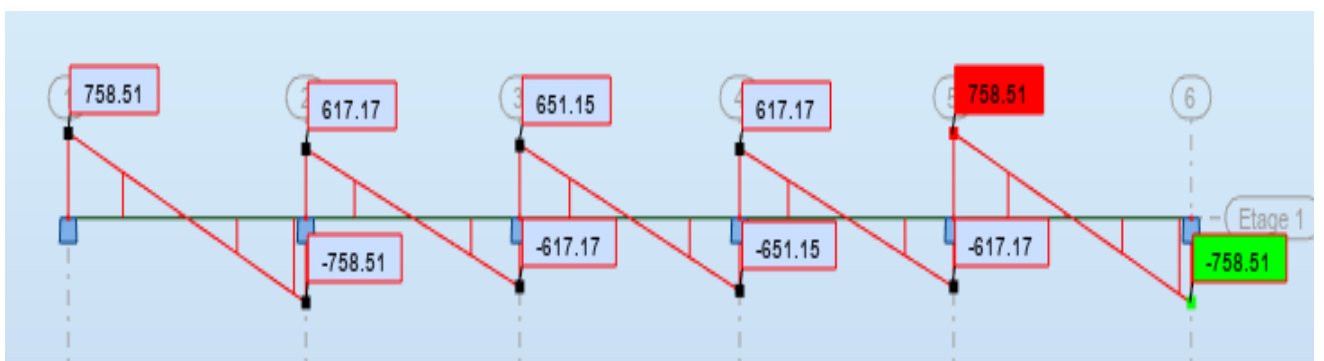


Figure VI-16: Diagramme des efforts tranchant à L'ELU en sens (y-y).

- ELS :

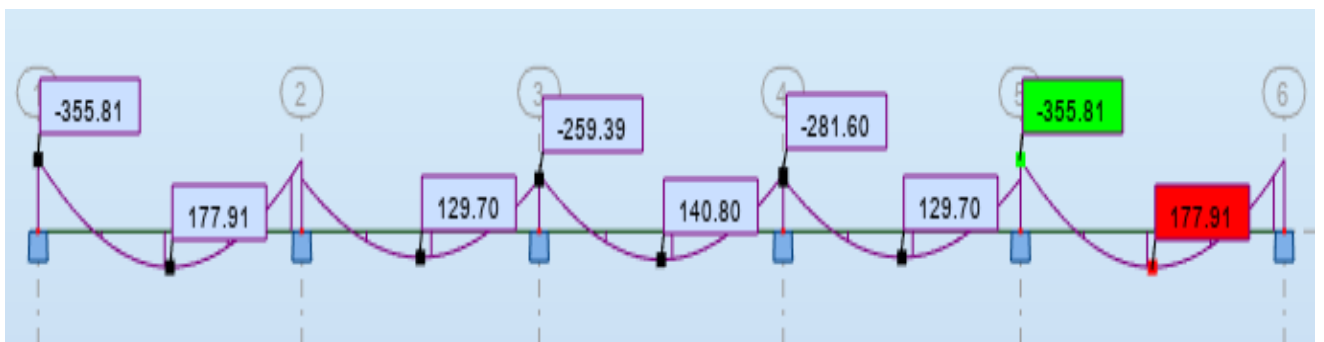


Figure VI-17: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS en sens (y-y).

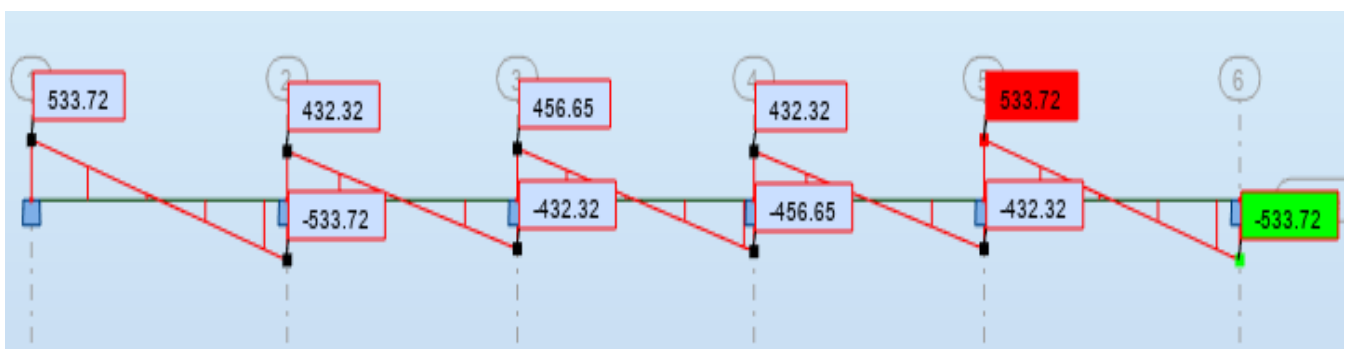


Figure VI-18: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS en sens (y-y).

VI.6.3 Ferrailage de la nervure

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{900}{10} = 90\text{mm}$$

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{9}{2} = 5.5$$

$$d_x = h - c = 90 - 5.5 - \phi_x/2 = 80\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 71\text{cm}$$

On utilise des barres Fe E400

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \mu_l = 0.392, \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$M_t = 0.6M; \quad M_a = 0.5M$$

Tableau VI-13: récapitulatif de calcul des ferrillages de la nervure à l'ELU.

		M_{umax} (KN.m)	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Sens X	Travée	574.72	1034.49	0.16	0.21	0.916	40.57
	Appui	1149.43	862.08	0.14	0.18	0.928	33.37
Sens Y	Travée	252.84	455.11	0.09	0.11	0.956	19.27
	Appui	505.67	379.26	0.08	0.10	0.960	15.99

Calcul du ferrailage à l'ELS :

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI-14: récapitulatif de calcul des ferrillages de la nervure à l'ELS.

		M_{sermax} (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	μ	α	β	A_{ser} (cm²)
Sens X	Travée	407.29	733.12	0.11	0.14	0.944	48.15
	Appui	814.58	610.94	0.09	0.11	0.956	39.62
Sens Y	Travée	177.91	320.23	0.06	0.07	0.972	23.01
	Appui	355.81	266.86	0.05	0.06	0.976	19.10

Vérification :

ELU :

- condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1) :

$$A_{min}^x \geq 0.23bd_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 6.76cm^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23bd_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 71 \times \frac{2.1}{400} = 6.00cm^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001bh = 0.001 \times 70 \times 90 = 6.3cm^2$$

- Section minimal : RPA 2003

$$A^{RPA} = 0.5\%bh = 0.005 \times 70 \times 90 = 31.5cm^2$$

Tableau VI-15: récapitulatif des résultats des armatures adopté de la nervure.

		A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Sens X	Travée	40.57	48.15	31.5	48.15	6HA20+6HA25 =48.30
	Appui	33.37	39.62	31.5	39.62	6HA16+6HA25 =41.52
Sens Y	Travée	19.27	23.01	31.5	31.5	4HA16+8HA20 =33.18
	Appui	15.99	19.10	31.5	31.5	4HA16+8HA20 =33.18

Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- **Sens (x-x) :**

I. $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{90}{550} = 0.16 > \frac{1034.49}{10 \times 1896.57} = 0.055$ (condition vérifié).

II. $\frac{A_{adt}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{48.15}{70 \times 71} = 0.009 < \frac{4.2}{400} \times 70 = 0.74$ (condition vérifié).

III. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{90}{550} = 0.16 > 0.0625$ (condition vérifié).

• Sens (y-y) :

$$I. \quad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{90}{400} = 0.225 > \frac{455.11}{10 \times 834.37} = 0.055 \text{ (Condition vérifié).}$$

$$II. \quad \frac{A_{adt}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} b \Rightarrow \frac{23.01}{70 \times 71} = 0.0046 < \frac{4.2}{400} \times 70 = 0.735 \text{ (Condition vérifié).}$$

$$III. \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{90}{400} = 0.225 > 0.0625 \text{ (Condition vérifié).}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Vérification au cisaillement (BAEL Art A.5.1,211):

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1253.93 \times 10^3}{700 \times 800} = 2.24\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 2.24\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon BAEL les armatures transversale ne sont pas nécessaires, et il fait disposer des cadres des armatures minimales.

Espacement des cadres S_t et Section minimale des armatures transversale A_t

➤ Selon BAEL91 (Art A.5.1, 22) :

Espacement :

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{72; 40\}\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Armatures transversales :

$$0.4 \leq \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 70 \times 15}{235} = 1.79\text{cm}^2$$

➤ Selon RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.2):

Espacement :

• Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{h/4 ; 12\phi_l\} \Rightarrow S_t \leq \min\left\{\frac{90}{4}; 12 \times 2.5\right\} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

• Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{90}{2} = 45\text{cm}$$

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

Armatures transversales :

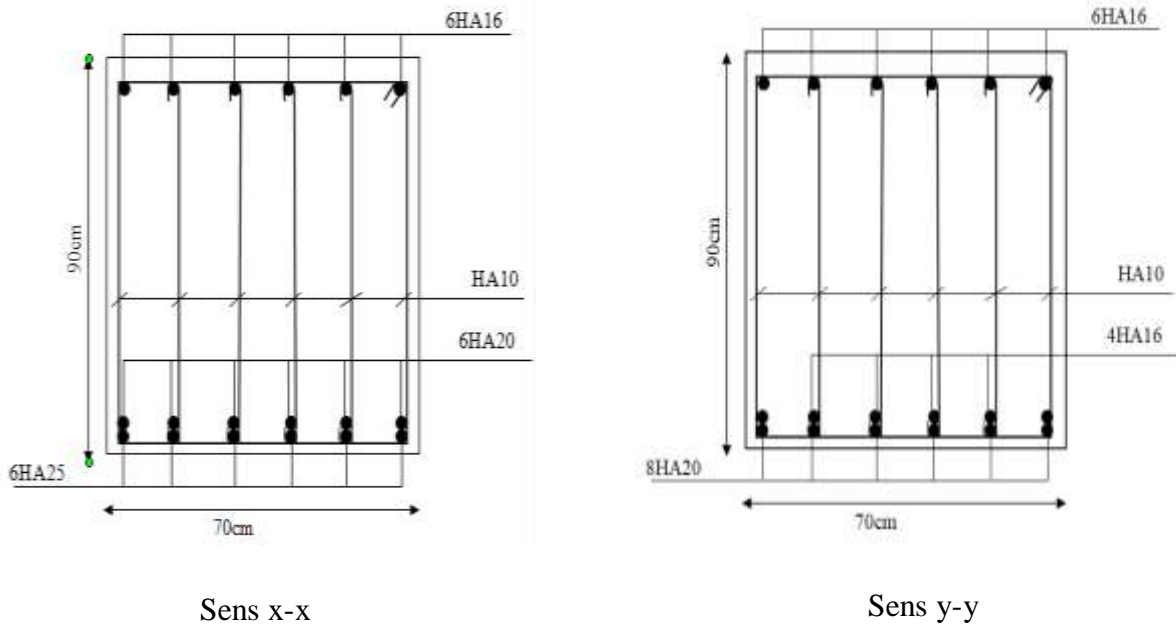
$$A_t = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 70 = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{RPA}, A_{BAEL}) = \max(4.20, 1.79) = 4.20 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t^{adp} = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$; $S_t = 20 \text{ cm}$.

VI.6.4 Schéma de ferrailage de la nervure :

En travée :



Sur appuis :

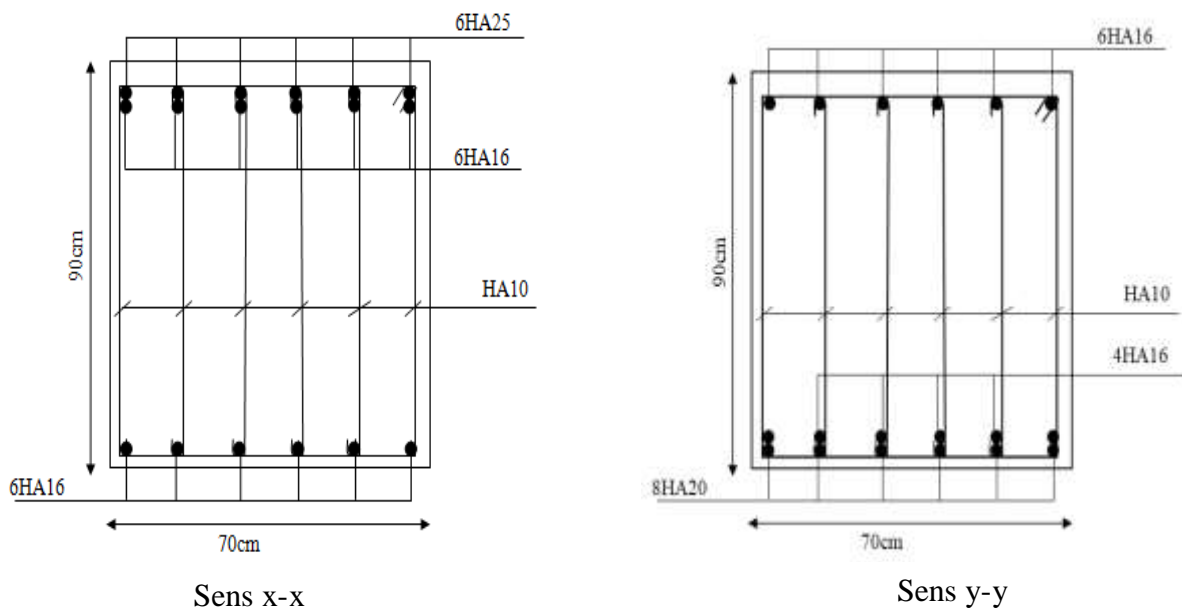


Figure VI-19: Schéma de ferrailage de la nervure.

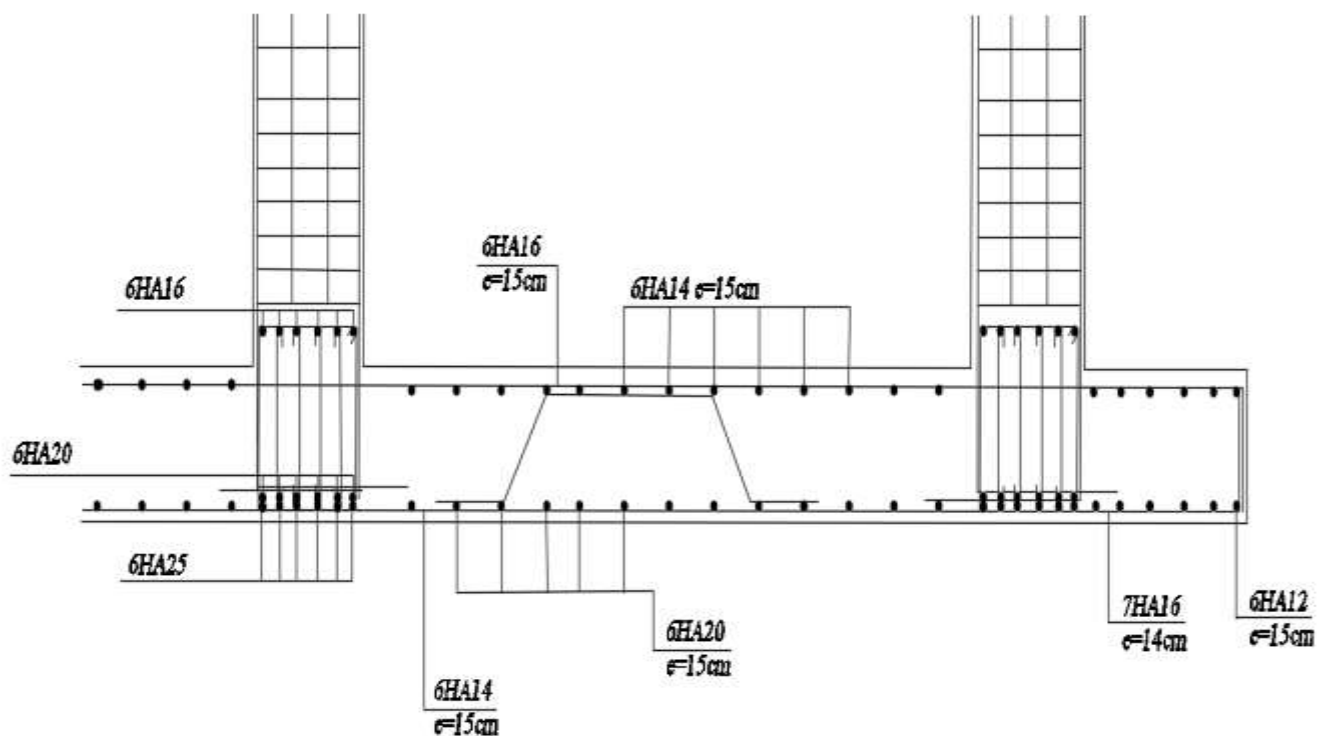


Figure VI-20: Schéma de ferrailage du fondation.

VI.7 Etude du voile périphérique :

VI.7.1 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 avec les planchers du RDC et les fondations.

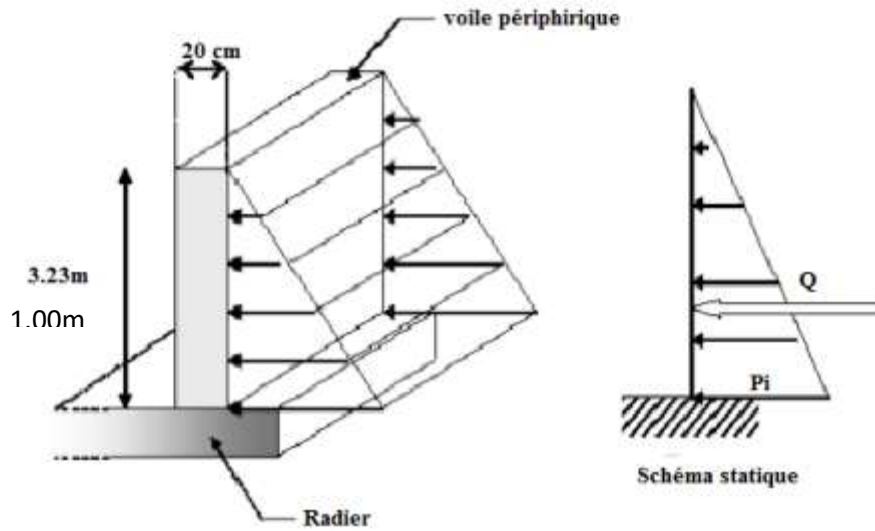


Figure VI-21: Schéma du voile périphérique.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes (RPA99/ 2003 Art 10.1.2)

- Epaisseur ≥ 15 cm ($e=20$ cm \rightarrow condition vérifiées).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1%B dans les deux sens (horizontal et vertical) soit :

$$A_{\min} = 0,1 \% b h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2.00\text{cm}^2$$

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante (condition remplie).

VI.7.2 Evaluation 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 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=1.00m$

$L_y=4.60m$

$e =20 \text{ cm.}$

➤ Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 19.10 \times 1.00 \times tg^2(45^\circ - \frac{22^\circ}{2}) - 2 \times 2.8 \times tg(45^\circ - \frac{22^\circ}{2}) = 4.91KN / m^2$$

➤ Surcharges accidentelles :

$q=10KN/m^2$

$$Q = q \times tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = 4.55KN / m$$

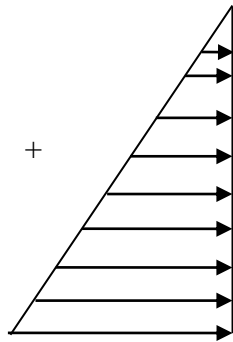
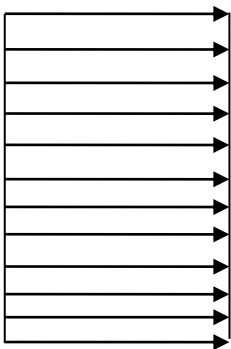
VI.7.3 Détermination des sollicitations:

➤ A l'ELU :

$\sigma(Q) :$

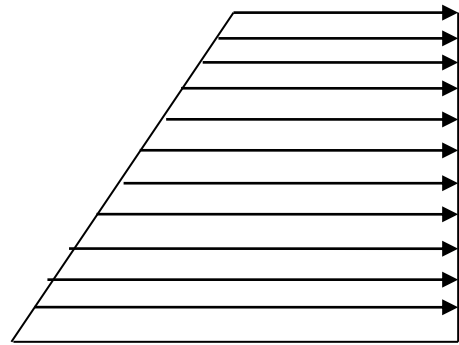
$\sigma(G) :$

$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 6.83KN / m^2$



+

=



$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.45KN / m^2$

Figure VI-22: Contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 11.80KN / m^2$$

$q_u = \sigma_{moy} \times 1 = 11.80KN / m$

➤ **A'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.55 \text{ KN / m}$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 4.91 \text{ KN / m}$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 9.46 \text{ KN / m}$$

$\rho = 1.00/4.60 = 0.22 < 0.4 \rightarrow$ Alors le panneau travaille dans un seul sens.

Nous calculerons donc les moments pour les portée l_x seulement .une considérant une bande de 1m de largeur.

$$M_0 = \frac{q l_x^2}{8}$$

$$T_{\max} = \frac{q_u l_x}{2}$$

Tableau VI-16: Moments fléchissant dans le voile périphérique.

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_t = 0.85 M_0$	$M_t = 0.75 M_0$
Sur appui	$M_a = M_a = 0.3M_0$	$M_a = M_a = 0.5M_0$

Tableau VI-17: Les sollicitations d'un voile périphérique.

	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T _{max} (KN)
ELU	11.80	1.48	1.18	0.74	5.90
ELS	9.46	1.18	0.94	0.59	

VI.7.4 Calcule de Ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} = 3 + \frac{2}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 4 = 16 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

On utilise des barres Fe E400

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}; \quad \mu_t = 0.392; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha); \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad A = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau VI-18: Récapitulatif de calcul des Ferrailages de voile périphérique à l'ELU.

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Travée	1.18	0.003	0.003	0.998	0.21
Appui	0.74	0.002	0.002	0.999	0.13

Vérification :

- ELU :

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2cm^2$$

- Condition de non fragilité et section minimal : BAEL 91 (art B.7.4).

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.0008 \frac{3 - l_x/l_y}{2} bd = 0.0008 \times \frac{3 - 1.00/4.60}{2} \times 100 \times 16 = 1.78cm^2$$

Tableau VI-19: récapitulatif des résultats des armatures adopté du voile périphérique.

	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Travée	0.21	2	2	6HA12=6.79
Appuis	0.13	2	2	6HA12=6.79

Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2$$

On prend 6HA10=4.71cm²

Espacements

$$St = \min (2 e ; 25cm) = 25cm \rightarrow St = 15cm.$$

Vérification à l'ELS :

$$P_{ser} = 9.46 \text{ KN/ml}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} (2/3f_e ; \max(0.5f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}) =$$

Avec :

$$\frac{by^2}{2} - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

Tableau VI-20: récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS d'une dalle d'une voile périphérique.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	condition	σ_{st} ≤ σ̄_{st}	condition
Travée	0.94	5.38	12837.48	0.39<15	vérifiée	11.66< 201.63	vérifiée
Appuis	0.59	5.38	12837.48	0.25<15	vérifiée	7.32 < 201.63	vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{5.90 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.037 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u 0.037 \text{ MPa} = \leq \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

VI.7.5 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

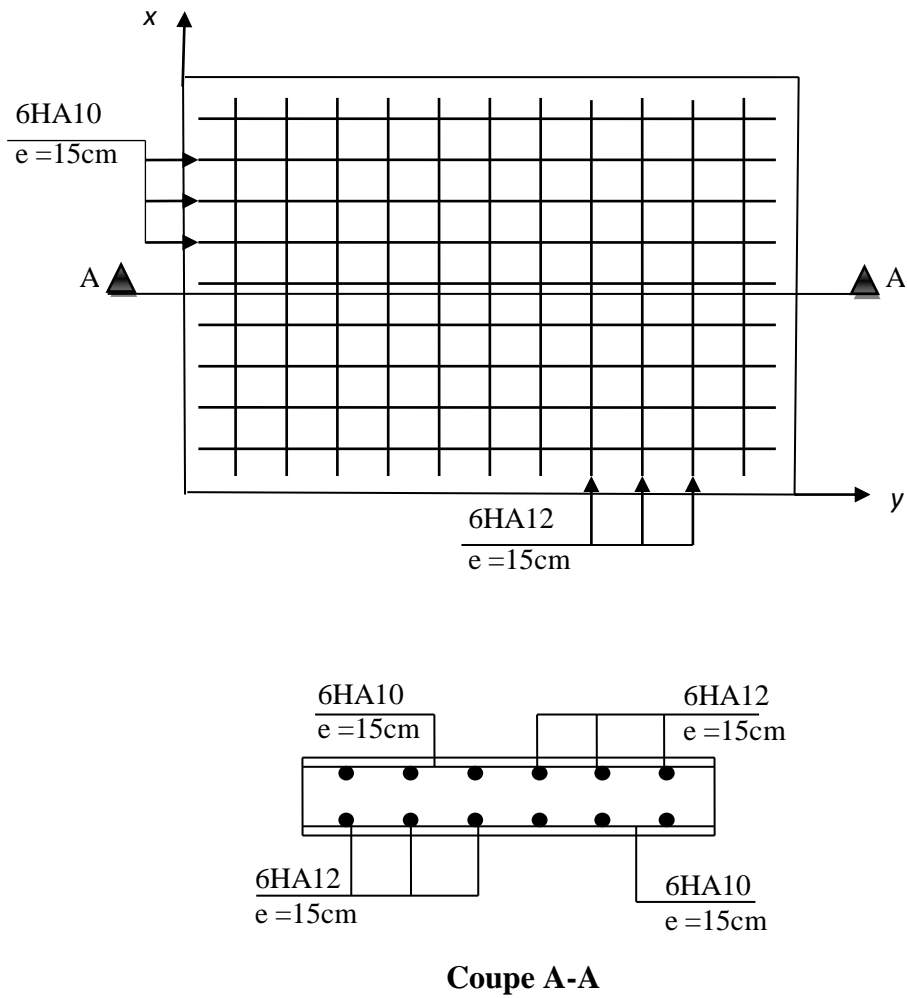


Figure VI-23: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé en se basant sur les documents techniques, et même d'application des règlements et des certains méthodes.

L'étude de la construction dans les règles algériennes qui était auparavant mise en œuvre en Jordanie a entraîné plusieurs changements dans les éléments car la Jordanie est une zone non sismique, La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Les poutres est principale dans le deux sens.
- Le type d'escalier, où la modélisation de l'escalier dans la super structure influe directement sur la nature des modes de vibrations, car la cage d'escalier avec une rigidité au moins comparable a celle des autres éléments structuraux et donc influence la réponse du bâtiment aussi bien pour ce qui des caractéristiques dynamiques que pour la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire de tenir compte dans la modélisation.
- Nombre et disposition des voiles, La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Règlement neige et vent (RNV1999).
- Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL83 (Pierre CHARON).
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.