

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ÉTUDE D'UNE CENTRE COMMERCIALE EN
CHARPENTE MÉTALLIQUE AVEC DEUX
SOUS-SOL EN BÉTON ARME A BIIDA

Présenté par :
YOUSSEF NOUASRI

Encadré par :
S.TAFRAOUT
Co-encadré par :
Y.BOUKEZZI

Promotion 2023 /2024

Résumée

Mon projet de fin d'études porte sur l'analyse parasismique d'un centre commercial, construit en charpente métallique en superstructure et reposant sur deux sous-sols en béton armé. Le bâtiment est situé à la wilaya de Blida, une région connue pour son activité sismique. La conception a été réalisée en conformité avec les normes et règlements algériens en vigueur, notamment le RPA99v2003 et le CCM97. Une phase de prédimensionnement des éléments structuraux a été effectuée en premier lieu. Cette étape a permis d'établir des sections préliminaires pour les poutres, poteaux, et autres éléments, tenant compte des charges et des contraintes sismiques spécifiques au site. Par la suite, des modèles numériques de calcul de structure ont été élaborés à l'aide du logiciel ETABS, reconnu pour sa capacité à analyser des structures complexes. Ces modèles ont permis de simuler le comportement du bâtiment sous l'effet des charges statiques et dynamiques, y compris les séismes. Le comportement global de la structure a été vérifié, garantissant ainsi sa stabilité et sa résistance aux sollicitations sismiques. L'analyse a été menée à différents niveaux, incluant également la résistance locale des éléments structuraux. Des calculs spécifiques ont été réalisées pour valider la résistance des assemblages, en particulier ceux critiques pour la résistance globale du bâtiment. Enfin, le dimensionnement des fondations a été élaboré pour l'ensemble des blocs de la structure, en tenant compte des charges transmises par la superstructure et des conditions géotechniques du site, garantissant ainsi la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure.

Mots clés :

Etude parasismique, Centre commercial, Modélisation numérique, Stabilité et résistance, Structure métallique, ETABS, RPA99v2003.

Abstract

My final year project focuses on the seismic analysis of a shopping mall, constructed with a steel frame superstructure supported by two reinforced concrete basements. The building is located in the wilaya of Blida, a region known for its seismic activity. The design was carried out following the current Algerian standards and regulations, namely RPA99v2003 and CCM97.

Initially, a preliminary sizing of the structural elements was conducted. This step involved establishing preliminary sections for beams, columns, and other elements, considering the specific site loads and seismic constraints. Subsequently, numerical structural analysis models were developed using ETABS software, recognized for its capacity to analyze complex structures. These models enabled the simulation of the building's behaviour under static and dynamic loads, including seismic events. The overall structural behaviour was verified, ensuring its stability and resistance to seismic solicitations.

The analysis was conducted at different levels, including the assessment of the local resistance of structural elements. Specific calculations were performed to validate the resistance of the connections, particularly those critical for the overall strength of the building. Finally, the foundation design was developed for all the structure's blocks, considering the loads transmitted by the superstructure and the geotechnical conditions of the site, guaranteeing the stability and resistance of the entire structure.

Keywords:

Seismic analysis, Shopping mall, Numerical modelling, Stability and resistance, Steel structure, ETABS, RPA99v2003.

ملخص

يركز مشروع تخرّجي على تحليل الزلازل لمركز تجاري تم بناؤه من هيكل علوي من الفولاذ مدعوم بقبوتين من الخرسانة المسلحة. يقع المبنى في ولاية البليدة، وهي منطقة معروفة بنشاطها الزلزالي. تم تنفيذ التصميم وفقاً للمعايير واللوائح الجزائرية الحالية، وخاصة RPA99v2003 و CCM97.

في البداية، تم إجراء تحديد أولي لأبعاد العناصر الإنشائية. اشتملت هذه الخطوة على تحديد المقاطع الأولية للعوارض والأعمدة والعناصر ، ETABS الأخرى، مع مراعاة الأحمال المحددة بالموقع والقيود الزلزالية. بعد ذلك، تم تطوير نماذج تحليل هيكلية رقمية باستخدام برنامج المعروف بقدرته على تحليل الهياكل المعقدة. سمحت هذه النماذج بمحاكاة سلوك المبنى تحت الأحمال الساكنة والديناميكية، بما في ذلك الزلازل. تم التحقق من السلوك الإنشائي العام، مما يضمن استقراره ومقاومته للضغط الزلزالية

تم إجراء التحليل على مستويات مختلفة، بما في ذلك تقييم مقاومة العناصر الإنشائية المحلية. تم إجراء حسابات محددة للتحقق من مقاومة التوصيلات، خاصة تلك الحاسمة لقوة المبنى بشكل عام. وأخيراً، تم تطوير تصميم الأساس لجميع كتل الهيكل، مع مراعاة الأحمال المنقولة من الهيكل العلوي وظروف التربة الجيولوجية للموقع، مما يضمن استقرار ومقاومة الهيكل بالكامل

:الكلمات المفتاحية

ETABS، RPA99v2003، تحليل الزلازل، مركز تجاري، نمذجة رقمية، الاستقرار والمقاومة، هيكل فولاذي،

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم والحمد لله رب العالمين، والصلاة والسلام على أشرف الأنبياء والمرسلين، نبينا محمد وعلى آله وصحبه أجمعين، ومن تبعهم بإحسان إلى يوم الدين. أهدي هذا العمل إلى مشجعتي ومحفرتي واليد التي تنتشلني كلما سقطت وسندي الصدر الحنون أُمي الغالية التي أدعو الله أن يرزقها الصحة والعافية وراحة البال. وإلى أبي فلقد كان له الفضل الأول في بلوغي التعليم العالي. وإلى اختي التي وقفت بجواري وساعدتني بكل ما تملك. وإلى خالتي العزيزتين أسأل الله لهم أن ينزل عليهم البركات والنعم. وإلى روح جدتي رحمها الله وتجاوز عنها وأسكنها فسيح جناته.

كما أهدي هذا العمل إلى الاستاذ س. طفراوت الذي كان له الفضل الكبير في اتمام هذا العمل على اكمل وجه و إلى الاستاذة ي. بوكزي التي ساهمت في هذا الانجاز. كما اتقدم بالشكر الجزيل للاستاذ ن. زورقي الذي سهر على تطوير و تسير قسم طرق و منشآت فنية بكل اتقان.

وأهدي هذا العمل أيضا إلى كل من اصدقائي: غريب يانيس، خوجة هيشام، اسماعيل مباركية، بوطغان هيثم، بن الزين الياس، حاج رابح عبد الرحمان، سفاح لطفي، قهار زكرياء، محمودي فاروق وسيف الدين بن عياش أسأل الله لهم التوفيق والسداد والتيسير في أعمالهم.

شكر و عرفان

اتقدم بالشكر لكل عمال شركة فكير للأشغال العمومية على حسن استقبالهم و مساعدتهم لنا بكل الامكانيات المتوفرة و خاصة الرئيس المدير العام للشركة م.فكير
كما اتوجه بالشكر لكل اسرة المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية كل من كان له يد في ضمان السير الحسن طيلة السنوات التي قضيتها في المدرسة



Liste des symboles

$A :$	Coefficient d'accélération de zone.
$A_s :$	Aire d'une section d'acier.
$\varphi :$	Angle de frottement.
$Q :$	Charge d'exploitation.
$\gamma_s :$	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b :$	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s :$	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc} :$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s :$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\sigma_{bc} :$	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u :$	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau :$	Contrainte tangentielle.
$\beta :$	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol} :$	Contrainte du sol.
$\sigma_m :$	Contrainte moyenne.
$G :$	Charge permanente.
$\xi :$	Déformation relative.
$V_0 :$	Effort tranchant a la base.
$E.L.U :$	Etat limite ultime.
$E.L.S :$	Etat limite service
$N_u :$	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u :$	Effort tranchant ultime.
$T :$	Période.
$S_t :$	Espacement.
$\lambda :$	Elancement.
$F :$	Force concentrée.
$f :$	Flèche.
$f_{adm} :$	Flèche admissible.
$L :$	Longueur ou portée.



L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl} :	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y :	Coefficient de flambement –flexion.



$m :$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$n :$	Nombre de boulons.
$\beta_M :$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w :$	Facteur de corrélation (soudure).
$\varepsilon :$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta :$	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
$\lambda :$	Elancement.
$\lambda_k :$	Elancement eulérien.
$\lambda :$	Elancement réduit.
$\lambda_{LT} :$	Elancement de déversement.
$\mu :$	Coefficient de frottement.
$\chi :$	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT} :$	Coefficient de réduction de déversement.
$A_{net} :$	Section nette d'une pièce.
$A_s :$	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
$I_t :$	Moment d'inertie de torsion.
$I_y :$	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z :$	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{eff} :$	Module de résistance efficace.
$W_{el} :$	Module de résistance élastique.
$W_{pl} :$	Module de résistance plastique.
$b :$	Largeur d'une semelle de poutre.
$D :$	Diamètre nominale des tiges des boulons
$d_0 :$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
$i :$	Rayon de giration d'une section.
$l :$	Largeur d'une poutre.
$t :$	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f :$	Epaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w :$	Epaisseur d'une âme de poutre.
$v_s :$	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
$v_i :$	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
$\alpha :$	Angle en général.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.



Liste des symboles

γ_{Mb}	Résistance des boulons au à la traction.
$F_v :$	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
$F_B :$	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
$F_T :$	Résistance des boulons en traction.
$\alpha :$	Facteur d'imperfection (flambement).
$\beta_{MLT} :$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$F_y :$	Limite d'élasticité.
$F_{t,rd} :$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

Liste des tableaux

Tableau1.1 : récapitulatif des résistances du béton	8
Tableau1.2 : les contraintes de compression dans l'état limites ultime et l'état limites de service.....	8
Tableau1.3 : les valeurs de contraintes limites de cisaillement.....	9
Tableau1.4 : les valeurs de module d'élasticité instantané et différé.....	9
Tableau 1.5 : les différentes nuances d'acier	10
Tableau 1.6 : les contraintes limites de traction dans l'acier a l'ELU et l'ELS	11
Tableau II.1 : Composition du plancher étage courant	16
Tableau II.3: Dimensions finales des poutres	18
Tableau II.4: La descente des charges.....	24
Tableau II.9: La descente des charges.....	49
Tableau II.10 : Les vérifications du flambement	51
Tableau II.5: combinaison de charge ELU, ELS	54
Tableau II.6: calcul des réactions et moment maximum a ELU et ELS	54
Tableau II.7: section d'acier	55
Tableau II.8: vérifications des contraintes limites	56
Tableau II.2 : Composition de mur extérieur	57
Tableau 3.2 : calcul de pression dynamique $q_{dyn}(N/m^2)$	66
Tableau 3.3 : valeurs de pression extérieur C_{pe}	67
Tableau 3.4 : valeurs de pression dynamique intérieur C_{pi}	68
Tableau 3.5 : pression dynamique pour les parois verticales	69
Tableau 3.6 : pression dynamique pour les toitures	69
Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	77
Tableau IV.3 : Valeurs de	79
Tableau IV.4 : Valeurs de T_1 et T_2	80
Tableau. IV.5: facteur de qualité	80
Tableau.IV.6 : Paramètres sismiques	81
Tableau VI.7 : Vérification des déplacements inter étages du bloc B	84
Tableau IV.8 : Calcul de θ_x et θ_y	86
Tableau. IV.9 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	87

Tableau VI.10 : Vérification des déplacements inter étages du blocA	88
Tableau. IV.11 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	90
Tableau VI.12 : Vérification des déplacements inter étages du blocC	90
Tableau. IV.13 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	92
Tableau. IV.15 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	93
Tableau. IV.17 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).	94
Tableau VI.18 : Vérification des déplacements inter étages du bloc E.....	95
Tableau V.1 : Caractéristiques de l'HEA 450	96
Tableau V.2 : Caractéristiques de 2 UPN 350	97
Tableau V.3: Classe de boulon.....	102
Tableau VI 1: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	139
Tableau VI 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	139
Tableau VI.3: détermination les moments.	140
Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier.	142
Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	144
Tableau VI.6: Calcul de la poussée des terres.....	144
Tableau VI.7: vérification des conditions	146

Liste des figures

Figure 1.1 : localisation du projet sur Google Earth	3
Figure II.4: Section réduite du poteau rectangulaire	22
Figure II.9: Schéma des composants de plancher mixte	25
Figure II.10 Schéma des solives.....	27
Figure II.11 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée	28
Figure II.12: Largeur de la dalle effective.....	32
Figure II.16: Schéma du poteau central le plus sollicité.	48
Figure II.5: escalier	52
Figure II.6: schéma statique équivalent.....	53
Figure II.7: diagrammes des moments et réactions a ELU ..	54
Figure II.8: diagrammes des moments et réactions a ELS ...	54
Figure II.2: Constitution d'un mur extérieur	57
Figure II.3 : Schéma représentatif de l'acrotère.....	58

Figure 3.1 : Coefficients de forme - Discontinuités de niveau marquées.	62
Figure 3.2 : Données géométrique de bloc B	64
Figure 3.3 : Répartition de la pression dynamique.....	64
Figure 3.4 : Légende pour les parois verticales.....	66
Figure 3.5 : La répartition des Cpe sur les Parois Verticales	67
Figure 3.6 : Légende pour les toitures plates	68
Figure 3.7 : Légende pour les toitures.....	69
Figure IV.1 : comportement dynamique des structures	73
Figure IV.4 : plan d'axe bloc B.....	76
Figure IV.5 : modélisation par ETABS 2021 de bloc B.	76
Figure IV.6 : le mode fondamental obtenu par ETABS 2021 de bloc B.	78
Figure IV.7. Spectre de réponse	79
Figure IV.8 : Le grand effet P- Δ	85
Figure IV.20. Voile en béton armée	86
Figure V.1: shema des efforts max dans le bloc B.....	103
Figure V.1 : profile métallique	110
Figure V.4 : La distribution de moment fléchissant	110
Figure V.5 : système de contreventement	112
Figure V.6 : profilée UPN 350	112
Figure V.7 : boulon	115
Figure V.8 : assemblage poteau poutre	116
Figure V.9 : ATTACHE DIAGONALE UPN350- GOUSSET.....	120
Figure V.9 : Attache DIAGONALE 2UPN350- GOUSSET	122
Figure V.10 : 4Attache de 2UPN sur un gousset au niveau d'intersection	124
Figure V.10 : cordon de soudure vertical	126
Figure V.10 : cordon de soudure horizontale	127
Figure V.11 : tiges des plaques d'ancrage	129
Figure V.12 : positionnement de la tige	131
Figure VI.1: schema d'un raidier	136
Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	143

Sommaire :

Introduction générale

Chap1 : Généralités

INTRODUCTION.....	3
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	3
CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES.....	4
EN PLAN	4
EN ÉLÉVATION	4
CLASSIFICATION SELON RPA 99/2003.....	5
ISELON LA ZONE SISMIQUE D'IMPLANTATION	5
SELON L'IMPORTANCE	5
SELON CATÉGORIE DE SITE	5
CONTRAINTE ADMISSIBLE DE SOL	5
CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES	5
CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX	6
BÉTON	6
COMPOSITION	6
CARACTÉRISTIQUE PHYSIQUE	6
DÉFORMATION THERMIQUE	6
RESISTANCE A LA COMPRESSION	7
RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (CBA93 A2.1.1.1)	7
RESISTANCE A LA TRACTION	7
RÉSISTANCE À LA TRACTION (CBA93, A 2.1.1.2)	7
CONTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION	8
CONTRAINTES LIMITES DE CISAILLEMENT	9
MODULE D'ÉLASTICITÉ	9
ACIER	10
COMPOSITION	10
CONTRAINTES LIMITES D'ÉLASTICITÉ	10
LES CONTRAINTES LIMITES DE TRACTION	11

L'ÉTAT LIMITES ULTIME	11
L'ÉTAT LIMITES DE SERVICE	11
CONCLUSION	12

Chapitre 2 : les charges et Predimensionnement

INTRODUCTION.....	14
PRE DIMENSIONNEMENT DES DALLES	15
PLANCHER EN DALLE PLEINE	15
ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	16
CHARGES PERMANENTES	16
PRE DIMENSIONNEMENT	17
BLOC (A, B, C, D, E, F).....	17
LES PLANCHERS	25
ESTIMATION DES CHARGES DES PLANCHERS	26
LA MÉTHODE DE CALCUL	26
LES POUTRES PORTEUSES.....	
LES POTEAUX	48
Les éléments secondaires en béton armé.....	52
Les escaliers	52
MAÇONNERIE	57
ACROTÈRE	57
Conclusion	59

Chapitre 3 : Etude climatique

INTRODUCTION.....	61
ÉTUDE DE L'EFFET DE LA NEIGE	61
CLASSIFICATION DE LA ZONE DE NEIGE.....	61
LA CHARGE DE LA NEIGE	61
ÉTUDE DE L'EFFET DE SABLE.....	63
INTRODUCTION ÉTUDE DU VENT	64
FORMULE GÉNÉRALE.....	65
DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DYNAMIQUE CD	65

DÉTERMINATION DU COEFFICIENT D'EXPOSITION CE	65
COEFFICIENT DE RUGOSITÉ	65
CATÉGORIES DE TERRAIN	66
COEFFICIENT DE TOPOGRAPHIE	66
DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION.....	66
DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE CPE	66
Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi.....	69
Détermination de la pression due au vent	69
Chapitre 4 : étude dynamique	
INTRODUCTION.....	71
ÉTUDE DYNAMIQUE :	71
MODÉLISATION.....	71
MODÉLISATION MATHÉMATIQUE	71
MODÉLISATION DE LA STRUCTURE.....	71
PRÉSENTATION DU LOGICIEL ETABS	72
MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ.....	72
INTRODUCTION DE LA MASSE.....	72
ÉTUDE SISMIQUE.....	73
INTRODUCTION.....	73
CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL.....	73
CARACTÉRISTIQUES DU MOUVEMENT SISMIQUE	74
EXEMPLE DE CALCULE (BLOC B)	76
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	77
RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL	81
VÉRIFICATION DE LA PÉRIODE	83
VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES	83
JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ	85
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS B)	87
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS A)	87
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	87

Vérification de la période	88
Vérification des déplacements latéraux inter étages	89
COMMENTAIRES	89
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS C)	90
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	90
Vérification de la période	90
Vérification des déplacements latéraux inter étages	90
COMMENTAIRES	92
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS D)	92
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	92
Vérification de la période	92
Vérification des déplacements latéraux inter étages	93
COMMENTAIRES	93
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS E)	94
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	94
Vérification de la période	94
Vérification des déplacements latéraux inter étages	94
COMMENTAIRES	95
INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS F)	96
RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	96
Vérification de la période	96
Vérification des déplacements latéraux inter étages	96
COMMENTAIRES	97
JOINT SISMIQUE	98
PRÉDIMENSIONNEMENT DE VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	99
Chapitre 5 : vérifications des éléments résistants et calcul d'assemblage	
ORIGINE DES PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ	101
VÉRIFICATION DES POTEAUX :.....	102
POTEAU INTERMÉDIAIRE.....	102
Poteau de rive :.....	106

Vérification des poutres :	108
Les poutres (IPE450).....	108
Vérification du système de contreventement	112
Vérification des palées en (x) 2UPN350.....	113
CALCULE D'ASSEMBLAGE.....	114
FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES.....	114
LE BOULONNAGE	114
LE SOUDAGE.....	114
FONCTIONNEMENT PAR ADHÉRENCE	115
COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ (CHAP.6.1.2 –EUROCODE3).....	115
CŒFFICIENT DE FROTTEMENT (ART.6.5.8.3 (1)).....	115
RÔLE DES ASSEMBLAGES	116
Calcul des assemblages	116
L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité :	116
ATTACHE DIAGONALE UPN350- GOUSSET	120
Attache DIAGONALE 2UPN350- GOUSSET.....	122
ATTACHE DE 2UPN SUR UN GOUSSET AU NIVEAU D'INTERSECTION :	124
LIAISON POUTRE SOLIVE PAR UNE DOUBLE CORNIÈRE	126
ÉTUDE D'ANCRAGE	128
LA PLATINE D'EXTRÉMITÉ	128
LES TIGES D'ANCRAGE.....	128
LA BÊCHE	128
CONTRE PLATINE	128
HYPOTHÈSE.....	128
CALCUL D'UN PIED DE POTEAU ENCASTRÉ	129
CARACTÉRISTIQUE DES TIGES	129
POSITIONNEMENT DE LA TIGE	131
VÉRIFICATION DES GOUJONS À LA TRACTION :.....	131
CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :	132
Conclusion.....	133

Chapitre 6 : étude d'infrastructure

Introduction	135
Les fondations	135
Calcul des fondations	135
Radier générale	135
Predimensionnement de radier du bloc B.....	136
Vérifications	137
Vérification de l'effet sous pression.....	137
La contrainte de cisaillement	137
Au non poinçonnement	138
Les contraintes sous radier	138
Ferraillage de raider	140
Vérifications nécessaires	142
Étude du voile périphérique	143
Calcul du voile périphérique	143
Détermination des sollicitations	143
Calcul des forces de poussée sur le mur.....	144
Calcul du ferraillage du voile périphérique.....	145
Section minimale d'armature	145
Vérification à ELS.....	145
Conclusion.....	147

Conclusion générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La construction des bâtiments est une discipline essentielle qui englobe la planification, la conception, et la réalisation de structures destinées à divers usages, tels que les bâtiments résidentiels, les centres commerciaux, les bâtiments industriels et institutionnels. Cette discipline combine des éléments de l'architecture, de l'ingénierie, et de la gestion de projets pour créer des environnements bâtis qui répondent aux besoins humains tout en respectant les normes de sécurité, de durabilité et d'esthétique.

Depuis les premières habitations rudimentaires jusqu'aux gratte-ciel modernes, la construction des bâtiments a considérablement évolué. Les techniques et les matériaux ont progressé au fil des siècles, passant de simples structures en bois et en pierre à des constructions complexes utilisant le béton armé, l'acier, le verre et des techniques avancées. Cette évolution a été marquée par des innovations significatives comme le développement de l'acier structuré au XIXe siècle, l'invention du béton armé, et l'essor des techniques numériques dans la conception et la gestion de projets.

En Algérie, un pays situé dans une zone sismique active, il est essentiel de prendre des mesures préventives pour atténuer les risques naturels associés aux tremblements de terre. L'histoire du pays est malheureusement marquée par des catastrophes sismiques dévastatrices, telles que le séisme de Boumerdes en 2003, qui ont entraîné d'importants dégâts matériels et humains. Ces événements tragiques ont souligné l'importance cruciale d'accorder une attention particulière à la conception et à la construction de structures parasismiques en Algérie. La conformité aux normes et réglementations parasismiques, ainsi que l'application des bonnes pratiques en génie civil, sont indispensables pour garantir la sécurité des infrastructures et protéger les vies humaines.

La structure de mon mémoire est organisée de la manière suivante :

- Le premier chapitre sera consacré aux généralités sur l'ouvrage et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre sera dédié au prédimensionnement et calcul de charges et surcharges.
- Le troisième chapitre traitera le calcul d'effet de vent, sable et neige.
- Le quatrième chapitre sera axé sur l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre portera sur les calculs des éléments structuraux et l'étude d'assemblage.
- Le sixième chapitre pour l'étude de fondation.

Et on termine par une conclusion générale.

GENERALITES

I.1. INTRODUCTION

La construction de bâtiments représente un domaine complexe où se mêlent fonctionnalité, esthétique et sécurité. Au cœur de ce processus se trouve l'ouvrage que nous allons examiner en détail dans le cadre de ce mémoire de projet de fin d'études. Ce chapitre est consacré à la présentation de notre ouvrage d'étude, mettant en lumière ses caractéristiques architecturales et structurelles, les matériaux employés, les normes appliquées, ainsi que ses données géotechniques.

Au-delà de la simple description de notre ouvrage, notre objectif est également d'explorer les principes essentiels de la conception parasismique des bâtiments. Nous cherchons à comprendre les enjeux et les défis auxquels les concepteurs et les ingénieurs sont confrontés lorsqu'ils donnent forme à ces structures imposantes

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet situé à Beni Mered, wilaya de BLIDA, réalisé en charpente métallique et comprenant deux niveaux en béton armé à usage commercial. Se situe sur une parcelle de 5000 m².



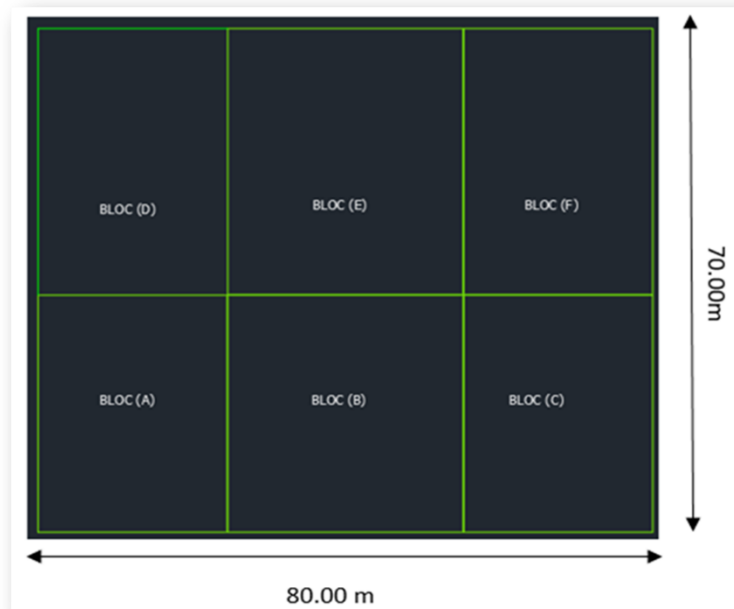
Figure 1.1 : localisation du projet sur Google Earth

I.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

I.3.1. EN PLAN :

Largeur totale en plan : 70.00m.

Longueur totale en plan : 80.00m.



I.3.2. EN ÉLÉVATION :

Hauteur totale du bâtiment : 18.00 m.

Hauteur du 1^{er} sous-sol : 3.25 m.

Hauteur du 2^{-ème} sous-sol : 3.80 m.

Hauteur du RDC : 5.40 m.

Hauteur de l'étage 1 : 6.46 m.

Hauteur de l'étage 2 : 4.40 m.



I.4. CLASSIFICATION SELON RPA 99/2003

I.4.1. SELON LA ZONE SISMIQUE D'IMPLANTATION :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III). (Art 3.1 RPA99/version 2003)

I.4.2. SELON L'IMPORTANCE :

D'après l'article 3.2 du RPA99/2003, le niveau de protection sismique minimum attribué à une structure dépend de sa fonction et de son importance par rapport aux objectifs de protection définis. La classification du RPA établit des seuils de protection minimum que le maître d'ouvrage ne peut modifier que par une classification supérieure de l'ouvrage. Notre structure est classée dans le groupe 1B selon cet article, catégorisée comme une construction de grande importance. Cette classification est justifiée par la présence d'équipements coûteux et importants dans l'ouvrage, visant ainsi à assurer une sécurité et une durabilité accrues alors l'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B. (Art 3.2 RPA99/version 2003)

I.4.3. SELON CATÉGORIE DE SITE :

Le site est considéré comme meuble (S3). (Art 3.3.1 RPA99/version 2003), Vs

I.4.4. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE SOL : $\bar{\sigma} = 2.5 \text{ BAR}$

I.5. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES

En vue de l'implantation de centre commerciale dans la zone de Khazrouna à Blida, une étude géologique et géotechnique de la zone précitée a été effectuée. Les coupes lithologiques des sondages réalisés, mettent en évidence constitué dans sa majeure partie d'une couche superficielle de remblai de 2.5m d'épaisseur, une couche sous-jacente d'argile limono-sableuse rougeâtre de 2 à 5.40m d'épaisseur, qui surmonte une couche alluvionnaire constitué d'intercalation de sable et grès induré de 33 à 37 m d'épaisseur. Les toutes repose sur une couche de formation charbonneuse

bioclastique (lignite), d'argile bioclastique sableuse noirâtre. La nature alluvionnaire du sous-sol, permet des infiltrations des eaux de ruissellement superficielles, et la nature imperméable de substratum ; favorise la création d'un aquifère ; dont le niveau de la nappe est enregistré de 4m à 5m de profondeur. D'après les résultats du rapport géotechnique, le type de sol est un sol meuble de type S3 selon RPA99/2003.

I.6. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Le béton possède la capacité de supporter des contraintes importantes en compression, allant de 10 à 100 MPa, tandis que sa résistance aux forces de traction est relativement faible, représentant environ un dixième de sa résistance en compression. Afin de compenser cette faiblesse, l'idée est née d'incorporer des barres d'acier, appelées armatures, dans les zones soumises à des forces de traction. Les armatures, elles, sont résistantes à la fois en compression et en traction. Ainsi, le matériau résultant de cette combinaison de béton et d'acier est appelé béton armé.

I.6.1. BÉTON :

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, de granulats (comme le sable et le gravier), d'eau et éventuellement d'adjuvants. Lorsque ces ingrédients sont mélangés ensemble, une réaction chimique se produit, appelée hydratation, qui lie les ingrédients en une masse solide et durable. Le béton est largement utilisé dans la construction pour fabriquer des fondations, des dalles, des murs, des piliers et de nombreuses autres structures. Il est apprécié pour sa résistance, sa durabilité et sa polyvalence dans divers environnements de construction.

I.6.1.1. COMPOSITION :

Le béton employé est un béton standard avec une proportion de 350 à 450 kg/m³ de ciment.

Dans le but de viser les qualités suivantes :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau.
- Excellente durabilité au fil du temps.
- Facile à mettre en place.

I.6.1.2. CARACTÉRISTIQUE PHYSIQUE :

Masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

I.6.1.3. DÉFORMATION THERMIQUE :

Le coefficient de dilatation thermique du béton varie de 7×10^{-6} à 12×10^{-6} , tandis que celui de l'acier est de 11×10^{-6} . C'est pourquoi le béton armé a un coefficient de dilatation de 10×10^{-6} .

I.6.1.4. RESISTANCE A LA COMPRESSION :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions. La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

I.6.1.5. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (CBA93 A2.1.1.1) :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.38j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Et pour $j \geq 60$ jour : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

f_{cj} : La résistance à la compression pour un âge j

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jour « la résistance caractéristique du béton ».

I.6.1.6. RESISTANCE A LA TRACTION :

La résistance à la traction du béton est sa capacité à résister aux forces qui tentent de le tirer ou de l'étirer. C'est une mesure de la capacité du béton à résister à la rupture ou à la fissuration sous l'effet des forces de traction. La résistance à la traction du béton est généralement moins élevée que sa résistance à la compression, ce qui signifie qu'il est plus facile pour le béton de se fissurer ou de se rompre lorsqu'il est soumis à des forces de traction plutôt qu'à des forces de compression. Cette propriété est importante à prendre en compte lors de la conception et de la construction des structures en béton pour assurer leur intégrité et leur durabilité.

I.6.1.7. RÉSISTANCE À LA TRACTION (CBA93, A 2.1.1.2) :

Selon l'article CBA93, A2.1.1.2 on a :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = f_{cj}^{\frac{3}{2}} \quad \text{pour } f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton en MPa

f_{cj} : résistance à la compression du béton en MPa

Tableau1.1 : récapitulatif des résistances du béton

Résistance à la compression f_{c28}	Résistance à la traction f_{t28}
25 MPa	2.1 MPa

I.6.1.8. CONTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION :

Il existe deux contraintes de compression dans le béton :

- 1- À l'état limite ultime (ELU) selon CBA93 (A.4.3.4.1), la contrainte admissible du béton est donnée par f_{bu} :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge à :

$\theta = 1$ lorsque la durée $> 24h$.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée $1 < h < 24 h$.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est $< 1 h$.

Et

Où γ_b : Coefficient de sécurité de béton

1.5 : pour les cas courants

1.15 : pour les cas accidentels

- 2- À l'état limite de service (ELS) selon CBA93 Art A.4.5.2, la contrainte admissible du béton est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau1.2 : les contraintes de compression dans l'état limites ultime et l'état limites de service

État limites	ELU		ELS
	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	
Contrainte de compression	14.16 MPa	18.48 MPa	15 MPa

I.6.1.9. CONTRAINTES LIMITES DE CISAILLEMENT :

Selon CBA93, A5.1.2.1, la contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes selon le type de fissuration :

1- Fissuration peu nuisible :

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

2- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

Tableau1.3 : les valeurs de contraintes limites de cisaillement

Type de fissuration	Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable outrès préjudiciable
Contraintes limites de cisaillement	5 MPa	2.5MPa

I.6.1.10. MODULE D'ÉLASTICITÉ :

Selon CBA 93, A2.1.2, le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Le module d'élasticité se calcul en fonction de f_{cj} et la durée d'application de la charge

1- Pour les charges appliquées avant 24h on le module instantané exprimée par :

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

2- Pour les charges de long de durée on a le module différé exprimée par :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Tableau1.4 : les valeurs de module d'élasticité instantané et différé :

Type de Module d'élasticité	Module instantané E_{i28}	Module différé E_{v28}
Valeurs	32164.19 MPa	10721.40 MPa

I.6.2. ACIER :

L'acier de construction est un type d'acier utilisé dans l'industrie de la construction pour fabriquer des structures telles que des bâtiments, des ponts, des tours, des poutres, des colonnes, et autres éléments structuraux

I.6.2.1. COMPOSITION :

L'acier de construction est un alliage de fer et de carbone. On classe généralement les aciers en trois catégories : aciers doux, aciers mi-durs et aciers durs.

- Les aciers doux ont un pourcentage de carbone compris entre 0,15 et 0,25 %.
- Les aciers mi-durs et durs ont un pourcentage de carbone compris entre 0,25 et 0,45 %.
- Caractéristique physique et mécanique :

La masse volumique de l'acier est estimée à : 7850 kg/m^3 .

I.6.2.2. CONTRAINTES LIMITES D'ÉLASTICITÉ

Le tableau ci-dessous présente les différentes nuances d'acier couramment utilisées, ainsi que leur limite d'élasticité notée par f_e :

Tableau 1.5 : les différentes nuances d'acier

Type	Nuance d'acier	f_e (Mpa)	Contrainte de rupture σ_r (Mpa)	Deformation de rupture s_r (%)
RL	feE 215	215	330 à 490	22
	feE 235	235	410 à 490	22
HA	feE 400	400	480	14
	feE 500	500	550	12

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés. La nuance d'acier utilisée est E28.

Avec les caractéristiques suivantes :

- Résistance limite d'élasticité $f_e = 275 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module de cisaillement $G = 8,2 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.
- Poids volumiques $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$.

Pour le ferrailage longitudinal et transversal du béton on utilise des aciers à haute adhérence

[HA] : [f_e E400] $\Rightarrow f_e = 400\text{MPa}$.

I.6.2.3. LES CONTRAINTES LIMITES DE TRACTION :

I.6.2.3.1. L'ÉTAT LIMITES ULTIME :

La contrainte limites à l'ELU s'exprime par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

- 1.5 : situation durable
- 1.15 : situation accidentelle

I.6.2.3.2. L'ÉTAT LIMITES DE SERVICE :

Selon CBA 93 A.4.3.2, La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée
- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

- $\eta = 1$: Pour les aciers HA
- $\eta = 1.6$: Pour les aciers RL

Tableau 1.6 : les contraintes limites de traction dans l'acier a l'ELU et l'ELS

La contrainte limite de traction des aciers $\bar{\sigma}_s$ (MPa)		
ELU	Situation durable	266.66
	Situation accidentelle	363.63
ELS	Fissuration préjudiciable	163.89
	Fissuration très préjudiciable	134.1

Nous utilisons également :

- Treillis soudé Ø5 (150X150) pour les dalles de compression.
- Assemblage avec des boulons HR et ordinaires.

I.7. CONCLUSION

La conception structurale d'un bâtiment est d'une importance capitale pour assurer sa résistance aux charges gravitaires et environnementales tels que le vent, la neige et les séismes, car elle définit la réponse adéquate dont une structure a besoin vis-à-vis de ces types de chargements.

Le choix des matériaux utilisés joue également un rôle crucial dans la conception des structures, tels que la définition de l'ossature en béton armé ou en charpente métallique, le choix du système de contreventement, la disposition des portiques selon l'aménagement architecturale, les dimensions des éléments structuraux, etc....

LES CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT

INTRODUCTION

La conception d'une structure implique un processus itératif où l'on prévoit initialement les dimensions d'un élément, puis on l'expose aux charges prévues afin d'observer son comportement. Si cet élément ne répond pas aux exigences, ses dimensions sont ajustées à la hausse lors d'une révision ultérieure.

Ce chapitre se concentre sur la première phase de la conception, appelée pré dimensionnement. Cette étape consiste à établir les dimensions des différents éléments de la structure ou de l'ouvrage, en respectant les règles et principes pratiques de la construction établis à la suite de recherches techniques et statistiques approfondies.

Étant donné que la structure comprend des éléments en béton armé, le pré dimensionnement porte sur les poteaux, les poutres, les dalles et les voiles, conformément aux réglementations BAEL91, CBA93, RPA99, CCM97 et EC3.

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « BAEL 91 » et le « RPA99 version 2003 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

II.2.1. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

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

II.2.1.1. RÉSISTANCE AU FEU :

$e=7,0\text{cm}$ Pour une heure de coupe de feu

$e=11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe de feu

D'où : $e=11\text{cm}$.

II.2.1.2. ISOLATION PHONIQUE :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm ; on adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

II.2.1.3. RÉSISTANCE À LA FLEXION :

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

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

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

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée $L_x=6,00\text{m}$

On aura donc : $\frac{6,00}{50} \leq e \leq \frac{6,00}{40}$ [m].

Soit : $12,00 \leq e \leq 15,00$ [cm]

Donc, on prend : $e=20$ cm.

II.2.1.4. CONDITION DE LA FLÈCHE :

La condition à vérifier est la suivante : $f_{max} \leq \frac{L_{max}}{500}$

f_{max} : la flèche maximum a calculé pour une poutre encastree a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = \frac{5qL_{max}^4}{384EI} \Rightarrow \frac{5qL_{max}^4}{384EI} \leq \frac{L_{max}}{500}$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times e^3}{12} \quad \text{d'où : } e \geq \sqrt[3]{\frac{60 \cdot q \cdot L_{max}^4}{384 \cdot E \cdot b \cdot f_{max}}}$$

Pour se faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b=1$ m et est supposée encastree à ses deux extrémités, les charges revenants a celle-ci sont les suivantes :

II.3. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1. CHARGES PERMANENTES :

II.3.1.1. PLANCHER D'ÉTAGE COURANT :

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Dalle de sol	2	22	0,44
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	2	18	0,36
4- Dalle pleine	20	-	5,00
5- Enduit de plâtre	2	10	0,20
6- Cloisons légères internes	-	-	1,00
Σ			7,40 kN/m ²

Tableau II.1 : Composition du plancher étage courant

II.3.1.2. SURCHARGE D'EXPLOITATION :

- Acrotère..... 1,0 kN/m.
- Plancher terrasse (inaccessible)..... 1,0 kN/m².
- Plancher d'étage courant :
 - Étage de service..... 1,5 kN/m².
 - Bureaux 2,5 kN/m².
 - Salles des réunions 4,0 kN/m².
 - Salles d'archive 6,0 kN/m².
 - Zones de dépôt 3,5 kN/m².
 - Dalle plane de s.sol (usage commercial) 2,5 kN/m².
- Escalier à usage bureaux 2,5 kN/m².

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT :

Le but de pré dimensionnement est la détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteau, poutre et voile) par les règlements en vigueur en respectant l'aspect sécuritaire et économique.

II.4.1. BLOC (A, B, C, D, E, F)

II.4.1.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement **BAEL 91 "modifié 99"** qui seront ensuite vérifiées selon les règles de **l'RPA 99 "version 2003"** et les conditions de rigidité.

II.4.1.1.1. RÈGLE DU BAEI 91 : [1]

- ❖ La hauteur h de la poutre doit être $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ❖ La largeur b de la poutre doit être $0,3.h \leq b \leq 0,7.h$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

• Condition de RPA 99 "version 2003" : [2]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4,0. \end{array} \right.$$

II.4.1.1.2. LES POUTRES LONGITUDINALES :

La portée maximale des poutres longitudinales est : $L_{max} = 6,00 \text{ m}$.

- Selon le règlement du BAEI 91 "modifié 99" : [1]
 - ❖ $(40, 00 \leq h \leq 60, 00) \text{ cm} \Rightarrow$ on prend: $h = 55 \text{ cm}$.
 - ❖ $(15 \leq b \leq 35) \text{ cm} \Rightarrow$ on prend: $b = 35 \text{ cm}$.
- Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003" : [2]
 - ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h/b < 4 \longrightarrow 55/35 = 1,57 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Donc, la section de la poutre On prend $(b \times h) = (35 \times 55) \text{ cm}^2$.

II.4.1.1.3. LES POUTRES TRANSVERSALES :

La portée maximale des poutres longitudinales est : $L_{max} = 8,00 \text{ m}$.

- Selon le règlement du BAEI 91 "modifié 99" : [1]
 - ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h/b < 4 \longrightarrow 55/35 = 1,57 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003" : [2]
 - ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
 - ❖ $h/b < 4 \longrightarrow 65/35 = 1,85 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Donc, la section de la poutre On prend $(b \times h) = (35 \times 65) \text{ cm}^2$.

II.4.1.1.4. RÉCAPITULATION :

Les résultats du pré dimensionnement des différentes poutres sont résumés dans le tableau suivant :

	<i>Plancher courant</i>
<i>Poutres longitudinales</i>	35 x 65
<i>Poutres transversales</i>	35 x 55

Tableau II.3: Dimensions finales des poutres

II.4.1.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux ont pour rôle de :

- ❖ Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- ❖ Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- ❖ Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
- ❖ Effet du vent ;
 - ❖ Effet de la dissymétrie des charges ;
 - ❖ Effet des changements de température.
- ❖ Servir de chaînages verticaux
- ❖ Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :
à un effort de compression.
à un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux.

Ils sont calculés conventionnellement en compression (centrée), d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, effectué de la surface de plancher lui revenant, et de la descente de charge, on détermine l'effort lui revenant.

Dans notre projet, on distingue un seul type de poteaux :

- Poteau rectangulaire.

II.4.1.2.1. ÉTAPES DE PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "**RPA99 version 2003**".
5. Vérifier la section à l'ELS.

II.4.1.2.2. LOI DE DÉGRESSION :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planches des étages 1, 2, 3, ..., n

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous toit ou terrasse. Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- Sous étage
Immédiatement
- Inferieur (étage 2) $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- (Étage 3) $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (Étage 4) $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ est valable pour $n \geq 5$

II.4.1.2.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

- a) La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 (G + N_{\text{poteau}}) + 1,5 Q.$$

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7.L_0 = 0,7.h_e$

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

- a : dimension de la section du béton du poteau.
- L_f : longueur de flambement.
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.
- B : aire totale de la section du poteau.
- A_s : section d'acier minimale.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenu en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02). (b - 0,02) \text{ m}^2$.

Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi.(D - 0,02)^2}{4} \text{ m}^2$.

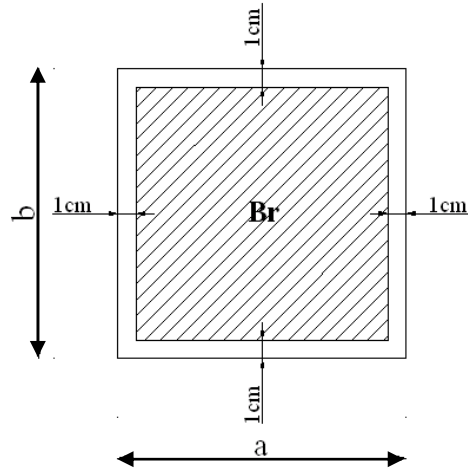


Figure II.4: Section réduite du poteau rectangulaire

- γ_b :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

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

On obtient :

$$B_r \geq 0,0652 N_u$$

$$[N_u] : [\text{MN}]$$

$$[B_r] : [\text{m}^2]$$

- c) La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (zone III).

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

Avec : a, b dimensions de la section. ; h_e : la hauteur de l'étage.

h_e : la hauteur de l'étage.

- d) On calcule la section minimale du béton « B » aux ELS selon le **BAEL 91 modifier 99**,

c à d :

$$\frac{N_s}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad (2)$$

Avec :

N_s : effort normal pondéré à l'ELS tel que $N_s = G + Q$

B : section de béton du poteau.

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : section des armatures, supposée égale à 1%B.

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

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

Remarque :

D'après la surface (en plan) et les charges verticales qui leur reviennent, on distingue trois familles de poteaux.

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

II.4.1.2.4. LA DESCENTE DES CHARGES :

Niveau Etagé	Surface m ²	G KN	Q KN	Nu KN	Br m ²	A
3 ^{ème} Etagé	42	319.56	153.50	661.66	-	-
2 ^{ème} Etagé	42	604.54	258.50	1203.88	-	-
1 ^{er} Etagé	42	889.52	363.50	1746.10	-	-
RDC	42	379,80	147,00	733,23	47.806596	65x65
1 ^{er} Sous-Sol	42	759,60	294,00	1466,46	93.85344	65x65
2 ^{ème} Sous-Sol	42	1139,40	441,00	2199,69	140.78016	65x65

Tableau II.4: La descente des charges

II.5. LES PLANCHERS

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, afin d'éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton ; les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

1 : dalle en béton

2 : Tôle profilée

HIBOND 55

3 : poutre porteuse

4 : connecteur

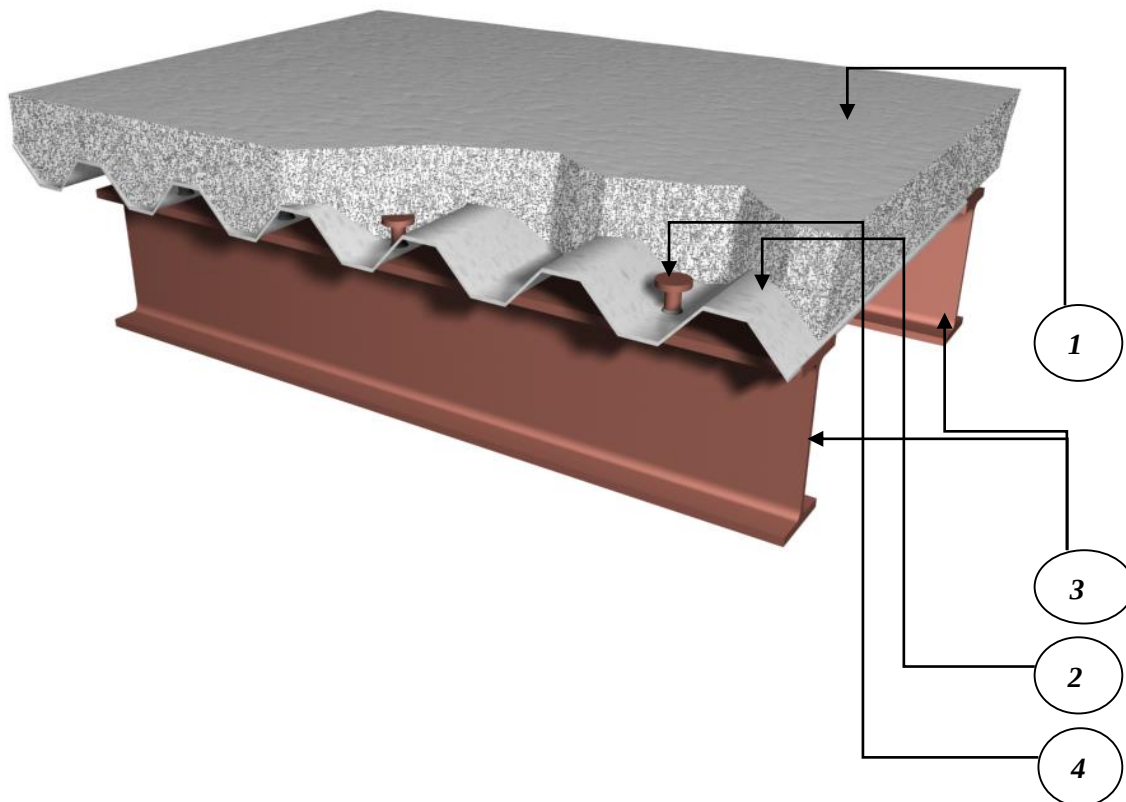


Figure II.9: Schéma des composants de plancher mixte

II.5.1. ESTIMATION DES CHARGES DES PLANCHERS :

II.5.1.1. PLANCHER TERRASSE :

Actions permanentes : [D.T.R.B.C 2.2]

1. Protection en gravillon 0,85 KN/m²
2. Etanchéité multicouches 0,12 KN/m²
3. Forme de pente (e=10cm) 2,20 KN/m²
4. Isolation thermique 0,16 KN/m²
5. Dalle en béton armé 3,75 KN/m²
6. Faux plafond 0,20 KN/m²
7. Bac d'acier (HB 55) 0,15 KN/m²

Total : **G = 7,43 KN/m².**

Charges d'exploitation : [D.T.R.B.C 2.2]

Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 1 KN/m²**

II.5.1.2. PLANCHER COURANT :

Actions permanentes : [D.T.R.B.C 2.2]

1. Carrelage 0,44 KN/m²
2. Mortier de pose 0,40 KN/m²
3. Lit de sable 0,54 KN/m²
4. Dalle en béton armé 3,75 KN/m²
5. Cloisonnement 1,00 KN/m²
6. Faux plafond 0,2 KN/m²
7. Bac d'acier (HB 55) 0,15 KN/m²

Total: **G = 6,44 KN/m².**

Charges d'exploitation : [D.T.R.B.C 2.2]

Bâtiment à usage de bureau ⇒ **Q = 2,5 KN/m²**

II.5.2. LA MÉTHODE DE CALCUL :

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

II.5.2.1. PHASE DE CONSTRUCTION :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

II.5.2.2. PHASE FINALE :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

II.5.2.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX :

II.5.2.4. SOLIVES DU PLANCHER TERRASSE :

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,0 et 1,5m selon le type de plancher utilisé.

La solive la plus sollicitée à une portée de 6,00 m et un espacement de 1,50m.

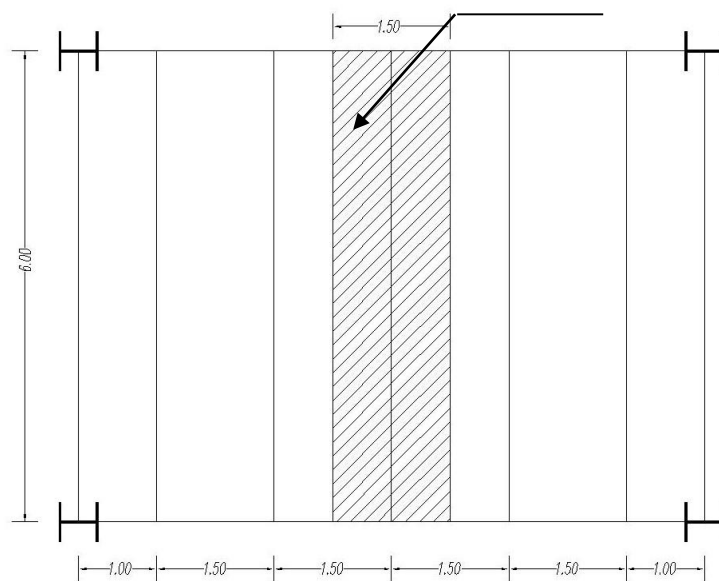


Figure II.10 Schéma des solives

On utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

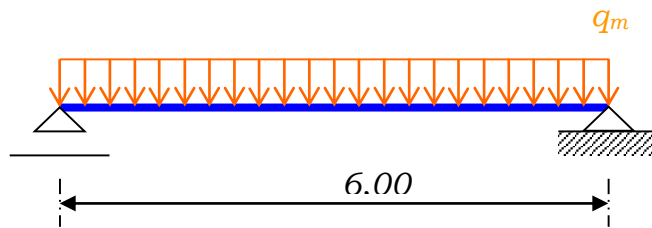


Figure II.11 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

Avec :

- H : la hauteur du profilé
- L : la longueur de la solive

Donc : $\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \Rightarrow 240 \leq h \leq 400$, on choisit un **IPE 330** ($W_{PL}=804,3 \text{ cm}^3$)

II.5.2.4.1. Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,491 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

II.5.2.4.1.1. Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1,50 m.

E.L U :

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,5 \times Q) \times 1,50$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 1,50 + 0,491] + 1,5 \times 0,75 \times 1,50$$

$$q_u = 10,25 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 1,50$$

$$q_{ser} = 0,491 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 1,50$$

$$q_{ser} = 7,47 \text{ KN/ml.}$$

II.5.2.4.1.2. Vérification de la résistance à la flexion

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,25 \times 6^2}{8} = 46,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804,3 \times 235}{1} \times 10^{-3} = 189 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 46,13 \text{ KN.m} < M_{PLRd} = 189 \text{ KN.m} \quad \text{La condition de la résistance est vérifiée.}$$

II.5.2.4.1.3. Vérification de l'effort tranchant : (CCM97 .5 .4.6)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 6261 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 \quad A_v = 3081,25 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 3081,25}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 418,06 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{10,25 \times 6}{2} = 30,75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 30,75 \text{ KN} < V_{plRd} = 418,06 \text{ KN} \quad \text{La condition du cisaillement est vérifiée.}$$

II.5.2.4.1.4. c. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 30,75 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 209,03 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (CCM97.5 .4.7)

II.5.2.4.1.5. Vérification de la condition de la flèche (EC3.Tab 4-1)

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 7,47 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{7,47 \times (6000)^4}{2,1.10^5 \times 11770.10^4} = 5,10 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 5,10 \text{ mm} \leq \bar{f} = 30 \text{ mm} \quad \text{La condition de la flèche est vérifiée.}$$

II.5.2.4.1.6. Vérification du déversement : (CCM97.5.5.2)

Pour un **IPE 330** $W_{ply} = 804,3 \text{ cm}^3$

$$i_z = 3,55 \text{ cm}$$

$$h = 330 \text{ mm}$$

$$t_f = 11,5 \text{ mm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{plx} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 59,71 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \dots \text{ Avec : } C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.Tab. B.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = 123,53$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \text{ Avec : } \varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,31 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,47 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,468$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,468 \times 804,3 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 80,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 60,48 \text{ KNm} < M_{brd} = 80,41 \text{ KNm} \quad \text{Donc la condition de déversement est vérifiée.}$$

II.5.2.4.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,491 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{terr} = 7,43 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

II.5.2.4.2.1. Combinaison des charges :

E.L U :

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times 1,50) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1,50$$

$$q_u = 1,35[(7,43 \times 1,50) + 0,491] + 1,5 \times 1 \times 1,50$$

$$q_u = 17,96 \text{ KN/ml.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 1,50$$

$$q_{ser} = 0,491 + (7,43 + 1) \times 1,50$$

$$q_{ser} = 13,14 \text{ KN/ml}$$

II.5.2.4.2.2. Largeur de la dalle collaborant : (EC4.art.4.2.2)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{l}{4} = 1,5m & \text{avec } l : \text{Longueur libre d'une solive simplement appuie} \\ e = 1,50m & e : \text{Entraxe entre les solives} \end{cases}$$

Donc on prend $b_{eff} = 1,5m$

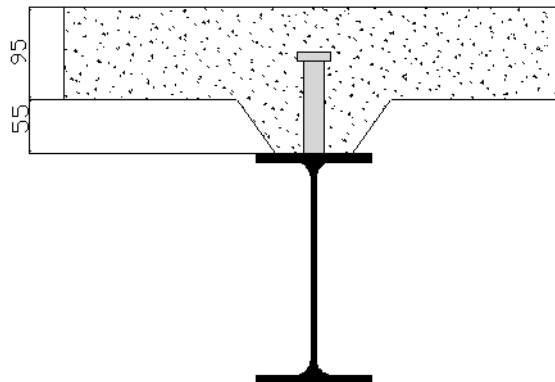


Figure II.12: Largeur de la dalle effective

II.5.2.4.2.3. POSITION DE L'AXE NEUTRE PLASTIQUE

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{c28} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2030,62 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 6261) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1397,77 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

II.5.2.4.2.4. VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE À LA FLEXION

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max}_{sd} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{17,96 \times 6^2}{8} = 80,82 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 1397,77 \left[\frac{330}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1397,77}{2030,62} \times \frac{95}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 394,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 80,82 \text{ KNm} < M_{pl.Rd} = 394,59 \text{ KNm}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

II.5.2.4.2.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : (CCM97.5 .4.6)

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où: $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

A_v est l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 3081,25 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 3081,25}{\sqrt{3} \times 1} \cdot 10^{-3} = 418,06 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V^{\max}_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,14 \times 6}{2} = 39,42 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 39,42 \text{ KN} < V_{plRd} = 418,06 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

II.5.2.4.2.6. VÉRIFICATION DE L'INTERACTION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$V_{sd} = 39,42 \text{ KN} < 0,5V_{plRd} = 209,03 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (CCM97.5 .4.7).

II.5.2.4.2.7. VÉRIFICATION DE LA CONDITION DE LA FLÈCHE : (EC3.TAB 4-1)

Il faut vérifier que :
$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_{el}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 13,14 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+nr)} + \frac{b_{eff} h_c^3}{12n} + I_a$$

Avec :

$$r = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6261}{1500 \times 95} = 0,044 \quad \text{et} \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 3,87.10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_{el}} = \frac{5}{384} \frac{13,14 \times (6000)^4}{2,1.10^5 \times 3,87.10^8} = 2,73 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

CALCUL DE LA FLÈCHE TOTALE :

$$f_T = f_c + f_f = 5,10 + 2,73 = 7,83$$

$$f_T = 7,83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 30 \text{ mm}$$

II.5.2.4.2.8. Vérification du déversement : (CCM97.5.5.2)

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

II.5.2.4.3. CONCLUSION

Le profilé IPE 330 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse un IPE 330.

II.5.2.5. CALCUL DES CONNECTEURS :

Type goujon hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

II.5.2.6. DÉTERMINATION DE PRD : (EC 4,6.3.3)

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{C28} E_C}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm²

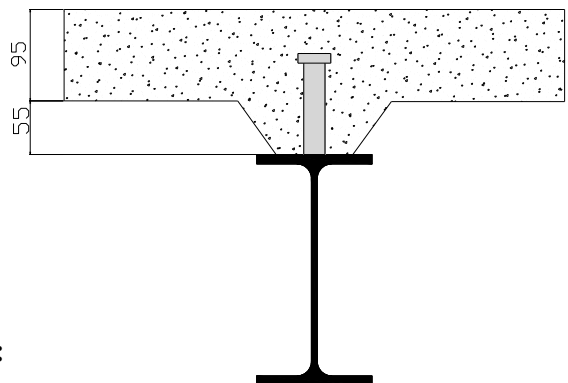
f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \times 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 72,58 \text{ KN}$$



II.5.2.7. DÉTERMINATION DE RL :

$$R_L = \inf (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \inf (2030,62 \text{ KN} ; 1397,77 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow R_L = 1397,77 \text{ KN}$$

II.5.2.8. NOMBRE DES CONNECTEURS :

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1397,77}{72,58} = 19,26$$

On prend **20 connecteurs** pour le demi porté.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{600}{40 - 1} = 15,38 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow esp = 16,00 \text{ cm}$$

Donc on prend **40 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

II.5.3. LES POUTRES PORTEUSES :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

II.5.3.1. TYPE N° : (01) L=6,00m

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un **IPE 400**

II.5.3.1.1. Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,663 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)... .. $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

II.5.3.1.1.1. Combinaisons des charges :

E.L.U:

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,18 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 2,05 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

II.5.3.1.1.2. Vérification de la résistance à la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307 \times 235}{1} \times 10^{-3} = 307,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = R_u \times a + \frac{q_u \times L^2}{8} = 61,50 \times 1,50 + \frac{2,05 \times 6^2}{8} = 101,48 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

II.5.3.1.1.3. b. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où:

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5$$

$$A_v = 4269,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 4269,1}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 579,22 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{max} = R_u + \frac{q_u \cdot l}{2} = 61,50 + \frac{2,05 \times 6}{2} = 67,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 67,65 \text{ KN} < V_{plRd} = 579,22 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

II.5.3.1.1.4. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 67,65 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 289,61 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

II.5.3.1.1.5. d. Vérification de la condition de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{R_s \cdot a}{24 E I_y} (3L^2 - 4a^2) + \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{\text{ser}} = 44,82 \text{ kN}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 23130 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{44,82 \times 1500}{24 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 23130 \cdot 10^4} (3 \times (6000)^2 - 4(1500)^2) + \frac{5}{384} \frac{1,50 \times (6000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 23130 \cdot 10^4} = 0,52 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,52 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée

II.5.3.1.1.6. Vérification du déversement :

Pour un **IPE 400** :

$$W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$$

$$i_z = 3,95 \text{ cm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$t_f = 13,5 \text{ mm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{plx} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 125,07 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \quad \dots \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 115,75$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,23 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,36 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,515$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,515 \times 1307 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 143,8 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 125,07 \text{ KNm} < M_{brd} = 143,8 \text{ KNm}$ Donc la condition de déversement est vérifiée

II.5.3.1.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,663 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_t = 7,43 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q_t = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

II.5.3.1.2.1. Combinaison des charges :

E.L U :

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q \times 0,18$$

$$q_u = 1,35[(7,43 \times 0,18) + 0,663] + 1,5 \times 1 \times 0,18$$

$$q_u = 2,97 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (7,43 + 1) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 2,18 \text{ KN/ml.}$$

II.5.3.1.2.2. Largeur de la dalle collaborant :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{l}{4} = 1,5m & \text{avec } l : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ e = 2m & e : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

Donc on prend $b_{eff} = 1,5 \text{ m}$

II.5.3.1.2.3. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{c28} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2030,62 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 8446) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1885,57 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

II.5.3.1.2.4. Vérification de la résistance à la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire

À la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{bl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = R_u \times a + \frac{q_u \times L^2}{8} = 107,76 \times 1,50 + \frac{2,97 \times 6^2}{8} = 175,00 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 1885,57 \left[\frac{400}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1885,57}{2030,62} \times \frac{95}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 576,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 175,00 \text{ KNm} < M_{pl.Rd} = 576,78 \text{ KNm} \quad \text{La condition de la résistance est vérifiée.}$$

II.5.3.1.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où:

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5$$

$$A_v = 4269,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 4269,1}{\sqrt{3} \times 1} \cdot 10^{-3} = 579,22 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{max} = R_u + \frac{q_u \cdot l}{2} = 107,76 + \frac{2,97 \times 6}{2} = 116,67 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 116,67 \text{ KN} < V_{plRd} = 579,22 \text{ KN} \quad \text{La condition du cisaillement est vérifiée.}$$

II.5.3.1.2.6. c. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 116,67 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 289,61 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

II.5.3.1.2.7.d. Vérification de la condition de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{R_s \cdot a}{24 E I_c} (3L^2 - 4a^2) + \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 2,18 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{\text{ser}} = 78,84 \text{ kN}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12n} + I_a$$

Avec :

$$r = \frac{A_a}{A_b} = \frac{8446}{1500 \times 95} = 0,06 \quad \text{et} \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 6,45.10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{78,84 \times 1500}{24 \times 2,1.10^5 \times 6,45.10^8} (3 \times (6000)^2 - 4(1500)^2) + \frac{5}{384} \frac{2,18 \times (6000)^4}{2,1.10^5 \times 6,45.10^8} = 0,27 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$f_T = f_c + f_f = 0,52 + 0,27 = 0,79$$

$$f^{\max} = 0,79 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée

II.5.3.1.2.8. Vérification du déversement :

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la poutre est maintenue par le béton dur.

II.5.3.1.3. Conclusion :

Le profilé IPE 450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la poutre principale de terrasse un IPE 450.

II.5.3.2. Calcul des connecteurs :

Type goujon hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

II.5.3.3. Détermination de P_{rd} :

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{C28} E_C}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \times 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{P_{rd} = 72,58 \text{ KN}}$$

II.5.3.4. Détermination de R_L :

$$R_L = \inf (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \inf (2030,62 \text{ KN} ; 1885,57 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow R_L = 1885,57 \text{ KN}$$

II.5.3.5. Nombre des connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1885,57}{72,58} = 25,98$$

On prend **26 connecteurs** pour le demi porté.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{600}{52 - 1} = 11,76 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow esp = 12,00 \text{ cm}$$

Donc on prend 52 connecteurs pour toute la portée de la solive.

II.5.4. LES POUTRES PORTEUSES

II.5.4.1. TYPE N° : (01) L=8,00m

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 320 \leq h \leq 533,34$$

On choisit un **IPE 450**

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,907 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)... .. $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

II.5.4.1.1.1. Calcul des réactions des solives :

E.L U :

Solive de porte 8 m :

$$R_{u1} = \frac{q_{u(solive)} \times L}{2} = \frac{10,25 \times 8}{2} = 41,00 \text{ KN}$$

$$2R_u = 82,00 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$R_{ser1} = \frac{q_{ser(solve)} \times L}{2} = \frac{7,47 \times 8}{2} = 29,88 \text{ KN}$$

$$2R_{ser} = 59,76 \text{ kN}$$

II.5.4.1.1.2. Combinaisons des charges :

E.L.U:

$$q_u = 1,35 \times [(G_b + g) \times 0,18 + 0,907] + 1,5 \times Q_c \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,18 + 0,907] + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 2,37 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,907 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,74 \text{ KN/ml.}$$

II.5.4.1.1.3. Vérification de la résistance à la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = R_u \times a + \frac{q_u \times L^2}{8} = 82,00 \times 1,50 + \frac{2,37 \times 8^2}{8} = 198,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2194 \times 235}{1} \times 10^{-3} = 515,59 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

II.5.4.1.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où:

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 11552 - 2 \times 200 \times 16,0 + (10,2 + 2 \times 21) \times 16,0$$

$$A_v = 5987,2 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 5987,20}{\sqrt{3} \times 1} 10^{-3} = 975,55 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = R_u + \frac{q_u \cdot l}{2} = 82,00 + \frac{2,37 \times 8}{2} = 91,48 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 91,48 \text{ KN} < V_{plRd} = 975,55 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

II.5.4.1.1.5. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 91,48 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 487,77 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

II.5.4.1.1.6. Vérification de la condition de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{R_s \cdot a}{24 E I_y} (3L^2 - 4a^2) + \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 1,74 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ser} = 59,76 \text{ kN}$$

$$L = 8 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 48199 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{59,76 \times 1500}{24 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 48199 \cdot 10^4} (3 \times (8000)^2 - 4(1500)^2) + \frac{5}{384} \frac{1,74 \times (8000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 48199 \cdot 10^4} = 0,92 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,92 \text{ mm} \leq \bar{f} = 32 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée

II.5.4.1.1.7. Vérification du déversement :

Pour un IPE 450 :

$$W_{ply} = 2194 \text{ cm}^3$$

$$i_z = 4,30 \text{ cm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$t_f = 16,00 \text{ mm}$$

$$L = 800 \text{ cm}$$

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{plx} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 198,84 \text{ KN.m}$

$M_{b.Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 162,20$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 4,06 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,36 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,515$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,515 \times 2194 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 231,49 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 198,84 \text{ KNm} < M_{brd} = 231,49 \text{ KNm}$
 vérifiée

Donc la condition de déversement est

II.6.LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et

Les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

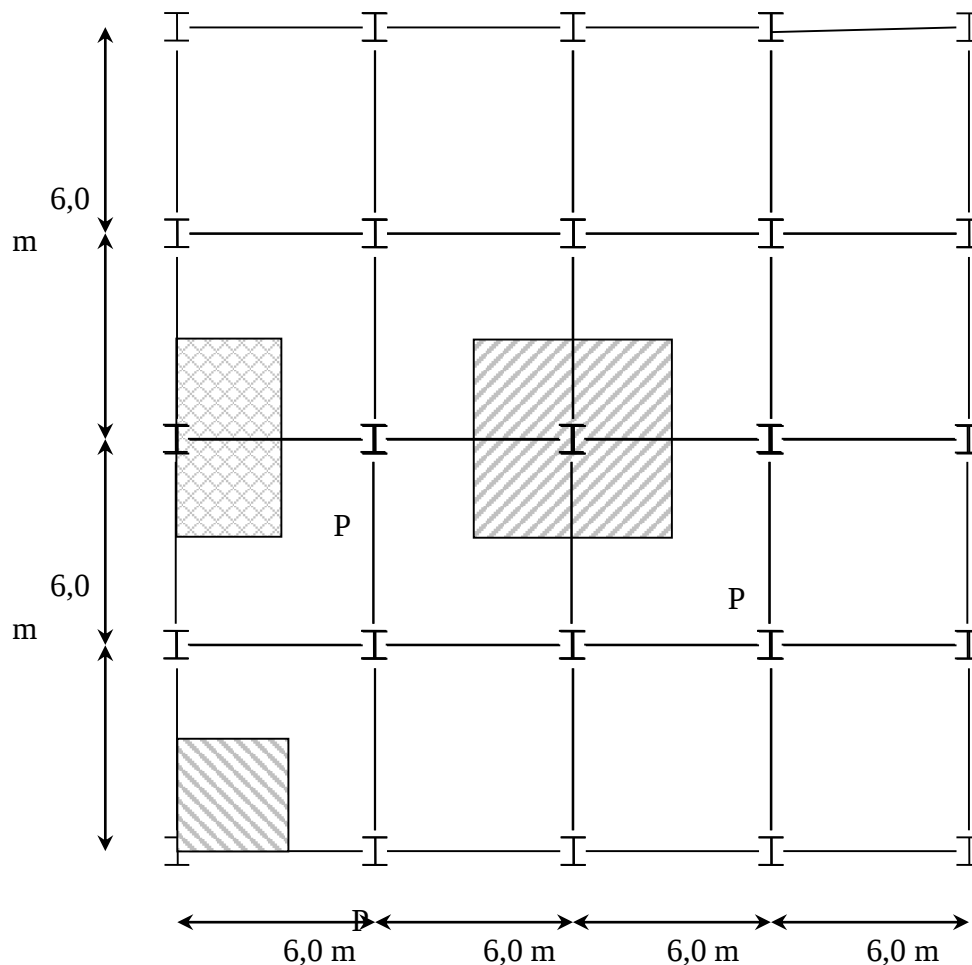


Figure II.16: Schéma du poteau central le plus sollicité.

Descente de charges : on détermine l'effort normal pondéré aux E.L.S qui sollicite le poteau.

$$N_s = G + Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

II.6.1.1. La descente des charges :

Niveau Etagé	Surface m ²	G KN	Q KN	N=1.35G+1.5Q KN
3 ^{ème} Etagé	42	319.56	153.50	661.66
2 ^{ème} Etagé	42	604.54	258.50	1203.88
1 ^{er} Etagé	42	889.52	363.50	1746.10
RDC	42	-	-	-
1 ^{er} Sous- Sol	42	-	-	-
2 ^{ème} Sous-Sol	42	-	-	-

Tableau II.9: La descente des charges

II.6.1.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Poteau du 3^{er} Etagé

$$N = 1746.10 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1746.10}{275} \times 10$$

$$\Rightarrow A \geq 63.49 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 450** avec $A = 178.03 \text{ cm}^2$

II.6.1.3. Vérification du flambement :(CCM97, 5.5.1.1)

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{b:Rd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \dots \dots \dots \text{Classe 1,2 ou 3}$$

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \dots \dots \dots \text{Classe 4}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

Remarque :

Les poteaux sont bi articulés dans les deux sens pour les niveaux, sauf pour le poteau en béton armée, il est considéré encasté à la base et articulé en tête.

• **1^{ère} étage :**

HEA 450, N= 1746.10 KN, A= 178.03 cm²

$$l_f = l_0 = 5.00m$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{500}{3,57} = 140,05$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{500}{3.98} = 125,62$$

$$\lambda_y > \lambda_z \Rightarrow \text{Axe de flambement y-y}$$

Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{440} = 0,68 < 1,2$$

$$t_f = 21 < 100$$

$\Rightarrow$ Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{140.05}{93,9} = 1,49$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,49 - 0,2) + 1,49^2 \right] = 1,56$$

$$\chi = \frac{1}{1,56 + (1,56^2 - 1,49^2)^{0,5}} = 0,9108$$

$$N_{b.Rd} = 0,9108 \times \frac{1 \times 275 \times 178.03 \times 10^{-1}}{1,1} = 4053,75KN$$

$$N = 1746,10KN < N_{b.Rd} = 4053,75KN$$

Condition vérifiée $\Rightarrow$ On adopte le profilé **HEA 450** pour les poteaux du 3^{ème} étage.

• **Remarque :**

Les mêmes étapes seront suivies pour le pré dimensionnement et la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau étage	Profilé	Haut H(m)	N (KN)	χ	N _{brd} (KN)	Condition
3 ^{ème} Etage	HEA 450	5,00	661.66	0,7179	2479,57	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	HEA 450	3,50	1203.88	0,7355	3640,90	Vérifiée
1 ^{er} Etage	HEA 450	3,50	1746.10	0,9108	4053.75	Vérifiée
RDC	-	-	-	-	-	-
1 ^{er} Sous-Sol	-	-	-	-	-	-
2 ^{ème} Sous-Sol	-	-	-	-	-	-

Tableau II.10 : Les vérifications du flambement

II.7. Les éléments secondaires en béton armé

II.7.1. Les escaliers

Les escaliers servant à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction, pour notre mini-projet, le bâtiment comporte un seul type d'escalier, escalier à deux volées.

On fait le calcul des escaliers pour :

- ➔ Escalier en béton armé.
- ➔ Escalier métallique.

II.7.1.1.1. LES ESCALIERS EN BÉTON ARMÉ

II.7.1.1.1.1. PRÉDIMENSIONNEMENT

1. Contre marche $h = 17 \text{ cm}$.
2. Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$.
3. Nombre de contre marche $n = \frac{4,08/2}{0,17} = 12 \text{ contre marche}$.

Nombre de marche

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marche}$$

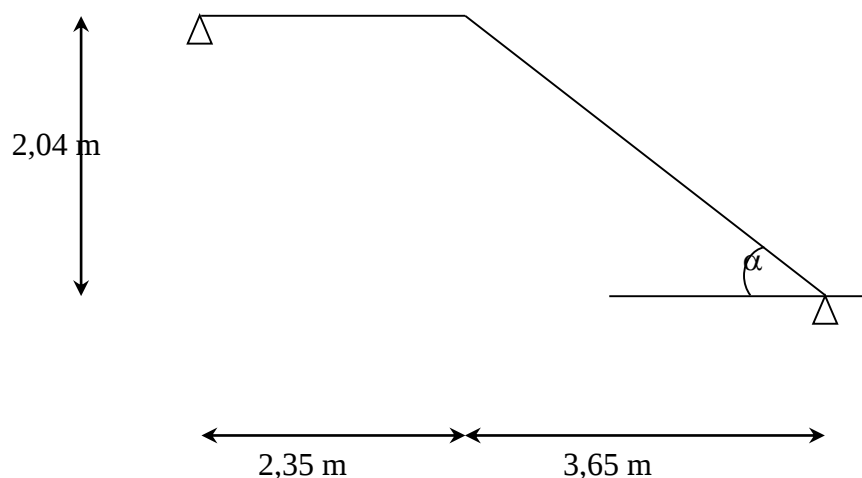


Figure II.5: escalier

- ➔ Angle d'inclinaison..... $\alpha = \text{actg} \left(\frac{204}{365} \right) = 29^{\circ}20'$

II.7.1.1.1.2. VÉRIFICATION DE LA RELATION DE BLONDEL

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2.h \leq 66 \text{ cm}$.

$$G * 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}.$$

II.7.1.1.1.3. DÉTERMINATION DE L'ÉPAISSEUR

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \Rightarrow L = \sqrt{2,35^2 + 3,65^2} = 4,34m \quad \text{Donc : } l = 4,35 \text{ m.}$$

$\Rightarrow 14,80 < e < 21,75 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend l'épaisseur de la paillasse = 20 cm

II.7.1.1.1.4. ÉVALUATION DES CHARGES

1) Charges permanentes :

Paillasse :

- Poids propre de paillasse $(25 \times 0,20) / \cos \alpha \dots 4,36 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre des marches $(25 \times 0,17) / 2 \dots 2,13 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage (2 cm) $22 \times 0,02 \dots 0,44 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose (2 cm) $20 \times 0,02 \dots 0,40 \text{ KN/m}^2$.
- Lit de sable (2 cm) $18 \times 0,02 \dots 0,36 \text{ KN/m}^2$.
- Enduit en ciment (2 cm) $14 \times 0,02 \dots 0,28 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 7,97 \text{ KN/m}^2.$$

Palier :

- Poids propre de palier $25 \times 0,20 \dots 5,00 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage (2 cm) $22 \times 0,02 \dots 0,44 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose (2 cm) $20 \times 0,02 \dots 0,40 \text{ KN/m}^2$.
- Lit de sable (2 cm) $18 \times 0,02 \dots 0,36 \text{ KN/m}^2$.
- Enduit en ciment (2 cm) $14 \times 0,02 \dots 0,28 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2.$$

1) Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Pour le calcul d'escalier il faut choisir un schéma statique équivalent :

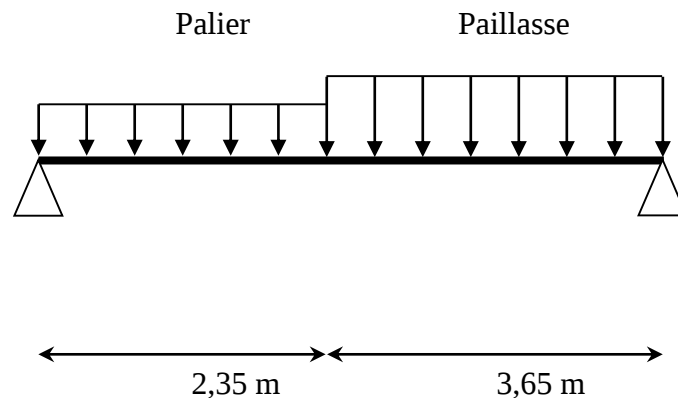


Figure II.6: schéma statique équivalent

1) Combinaison des charges :

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Paillasse	7,97	2,5	14,51	10,49
Palier	6,48	2,5	12,50	8,98

Tableau II.5: combinaison de charge ELU , ELS

2) Calcul des efforts

	R_a (KN)	R_b (KN)	M_{max} (KN.m)
ELU	14,68	26,48	24,16
ELS	10,55	19,12	17,47

Tableau II.6: calcul des reactions et moment maximum a ELU et ELS

ELU :

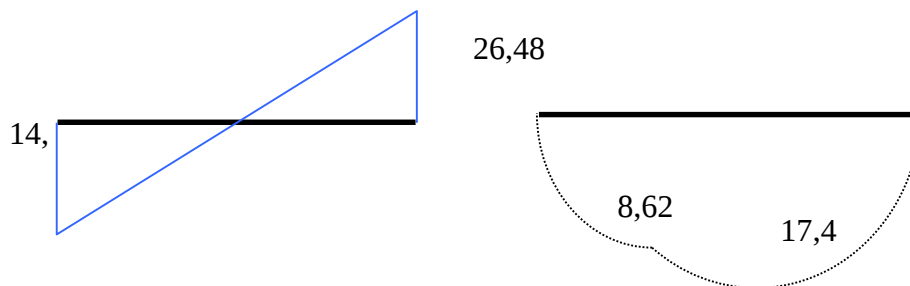


Figure II.7: diagrammes des moments et réactions a ELU

Moment en travée : $M_t = 0,85$. $M_{max} = 20,53$ KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0,50$. $M_{max} = 12,08$ KN.m

ELS :

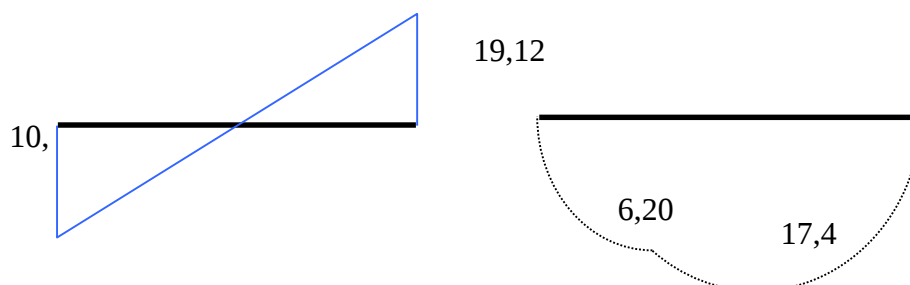


Figure II.8: diagrammes des moments et réactions a ELS

Moment en travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 14,86 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,50.M_{\max} = 8,74 \text{ KN.m}$

5) Calcul du ferrailage

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.
- Les armatures de répartition sont données par la formule suivante :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

Les données :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 19,4 \text{ cm}$.

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\gamma_b = 1,15$; $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\gamma_s = 1,5$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

	M	μ	α	β	A'_s	A_s	choix	A_s
Travée	20,53	0,039	0,049	0,980	0	3,10	8T12	9,05
Appui	12,08	0,017	0,022	0,991	0	1,57	7T10	5,50

	Espacement	A_r
Travée	15	8T8
Appui	20	5T8

Tableau II.7: section d'acier

3) Vérification

6.1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_e)$$

Avec: $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$$A_{s \min} = 0,23 \times 100 \times 19,4 \times (2,1/400) = 2,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 9,05 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée

6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,16.f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{26,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,194} = 0,136 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

6.3. Vérification à l'état limite de service

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [2f_e/3; 150\eta] = 24 \text{ Mpa.}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

Pour une section rectangulaire y est la solution de l'équation du 2^{ème} degré suivante :

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s)y - 30.(d.A_s + d'.A'_s) = 0.$$

$$\text{Tel que : } A'_s = 0; K = M_{ser}/I; I = \frac{b.y^3}{12} + 15.[A_s.(d - y)^2]$$

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser}; \sigma_{st} = n.K.(d - y_{ser})$$

	As	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	9,05	5,04	12959,87	3,37	240	0,12	15	Ok
Appui	5,50	4,12	9301,26	3,70	240	0,10	15	Ok

Tableau II.8: vérifications des contraintes limites

II.7.2. MAÇONNERIE :

II.7.2.1. MUR EXTÉRIEUR (DOUBLE CLOISON)

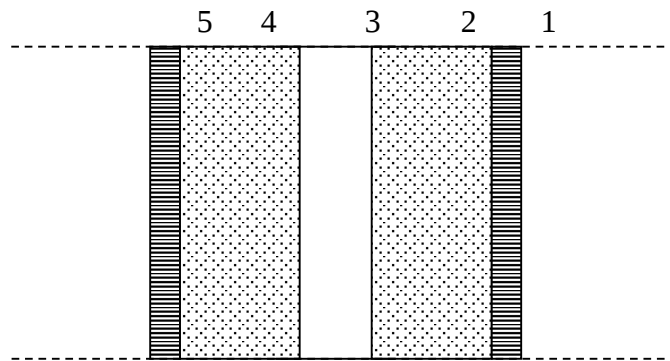


Figure II.2: Constitution d'un mur extérieur

Tableau II.2 : Composition de mur extérieur

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Enduit de plâtre intérieur	2	10	0,20
2- Briques creuses	10	9	0,90
3- Lamé d'air	5	0	0,00
4- Briques creuses	15	9	1,35
5- Enduit en ciment extérieur	2	18	0,36
Σ			2,81 kN/m ²

II.7.3. ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

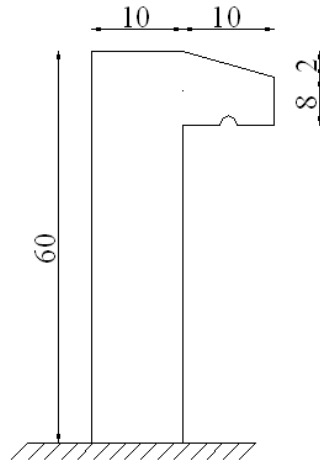


Figure II.3 : Schéma représentatif de l'acrotère

II.7.3.1. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES :

Poids propre : $G_p = S \times \rho_{BA}$

- Poids volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Surface de l'acrotère : $S = 0,069 \text{ m}^2$.
 $\Rightarrow G = 1,725 \text{ kN/ml}$.

II.8.Conclusion :

Le Predimensionnement initial des éléments clés de la structure est une étape cruciale dans le processus de conception. En respectant les normes telles que le CBA93, le BAEL et le RPA99/2003, nous nous assurons une marge de sécurité, permettant à l'ingénieur concepteur de concilier habilement économie et sécurité. Ces normes offrent des directives précises et des méthodes de calcul fiables pour déterminer les dimensions initiales des éléments structuraux, en tenant compte des critères de résistance, de stabilité et de durabilité. Plus spécifiquement, le RPA99/2003 fournit des critères de sécurité adaptés aux particularités géographiques et sismiques de la région étudiée, garantissant que la structure satisfait aux exigences minimales en matière de résistance aux séismes.

ÉTUDE CLIMATIQUE

III.1. INTRODUCTION

Les études climatiques dans la construction des bâtiments sont essentielles pour comprendre et anticiper l'impact des conditions météorologiques sur la conception, la performance et la durabilité des bâtiments. Elles incluent l'analyse des données météorologiques locales, des modèles de climat futur, et des stratégies d'adaptation pour optimiser l'efficacité énergétique, le confort des occupants et la résilience aux événements météorologiques extrêmes.

III.2. ÉTUDE DE L'EFFET DE LA NEIGE

Ce règlement, connu sous le nom de Règle Neige et Vent Algérien, établit précisément les normes pour mesurer la pression statique exercée par la neige sur toute structure au-dessus du sol susceptible d'accumuler de la neige, en particulier les toitures. En d'autres termes, il détaille les valeurs standardisées qui servent de référence pour évaluer la charge de neige sur les constructions et les installations exposées aux conditions hivernales en Algérie

L'objet de ce chapitre est de procéder par une analyse multicritère et comparer des différentes variantes pré-dimensionnées et retenir celle qui répond mieux aux besoins.

III.2.1. CHARGE DE NEIGE SUR SOL

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

III.2.1.1. CLASSIFICATION DE LA ZONE DE NEIGE

Selon DTR C 2-4.7 la commune de Beni merrad situe à zone B

III.2.1.2. LA CHARGE DE LA NEIGE

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

Dans notre cas et selon les données géographiques $H = 260$ m.

Et selon l'article 4 du DTR C2-4-7 et pour la zone B on utilise la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \text{ kN/m}^2$$
$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 260 + 10}{100}$$
$$S_k = 0.204 \text{ kN/m}^2$$

III.2.2. CHARGE DE LA NEIGE SUR TOITURE

Selon l'article 3.1.1 de DTR C 2-4-7, La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ kN/m}^2$$

Avec :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4, fonction de l'altitude et de la zone de neige (Cf. annexe 1) et dans notre cas $S_k = 0.204 \text{ kN/m}^2$
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6.

Dans notre cas la toiture est plats (elle présente une pente de 0°)

avec : $\mu = 0.8$

Où :

- $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ Est le poids volumique de la neige.
- $b_1; b_2$ et h Définie comme dans la figure suivante.
- $S_k \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$ Est la charge caractéristique de neige sur le sol.

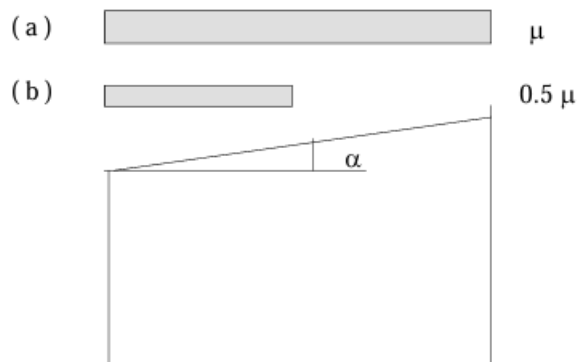


Figure 3.1 : Coefficients de forme - Discontinuités de niveau marquées.

Selon plans architecture on a:

Mais l'article 6.4.2 de DTR C 2-4-7 exige une limitation de $0.8 \leq \mu_w \leq 4.0$

Alors on prend $\mu_w = 4.0$

Alors $S = 0.1632 \text{ kN/m}^2$

III.3. ÉTUDE DE L'EFFET DE SABLE

La charge de sable présente découle de l'accumulation des grains transportés par le vent, déposés sur les toits et autres surfaces non protégées des sols.

Mais le DTR C 2-4-7 exige l'étude de l'effet de sable dans la zone D seulement et comme notre site n'appartient pas à la zone D alors ce n'est pas nécessaire de faire l'étude de l'effet de sable sur notre structure.

III.4. INTRODUCTION ÉTUDE DU VENT

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur un bâtiment présenté à la figure suivante, pour notre cas, nous avons une construction rectangulaire, donc nous considérons une seule direction du vent.

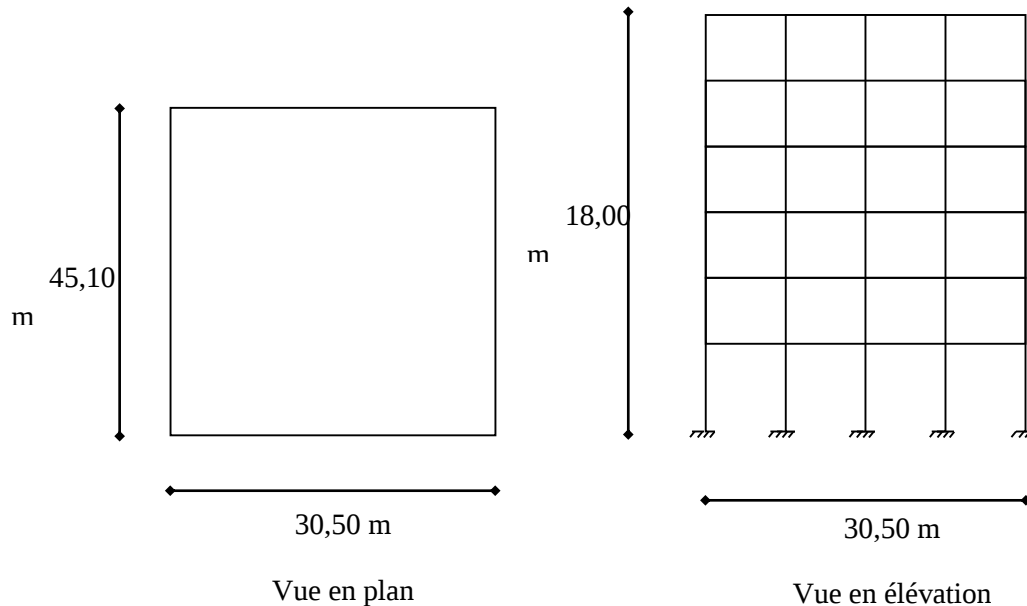


Figure 3.2 : Données géométrique de bloc B

III.4.1. DONNÉES RELATIVES AU SITE

Site plat $\Rightarrow C_t(z) = 1$

Site d'implantation : W. Blida $\Rightarrow$ Zone I $\Rightarrow q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.

III.4.2. VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivision le maître couple en éléments de surface j horizontaux (voire Figure 2.3) selon la procédure donnée ci-dessus :

Les constructions avec planchers intermédiaires (Bâtiment, Tours, etc. ...) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale d'étage, n est le nombre de niveaux de la construction.

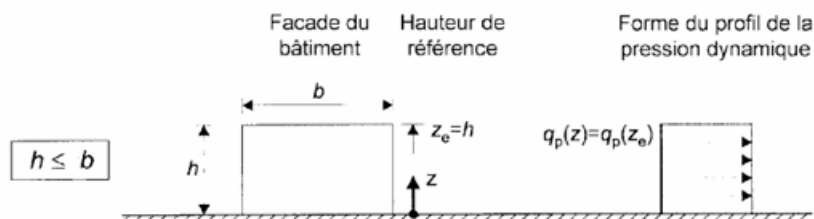


Figure 3.3 : Répartition de la pression dynamique

Pour le calcul d'un élément secondaire de la construction, la pression dynamique doit être déterminée en considérant cet élément comme un tout

III.4.2.1. FORMULE GÉNÉRALE

Selon l'article 2.3.1 de DTR C 2.4.7 la pression dynamique $q_{dyn}(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$$

$q_{réf}$ (N/m²) : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans); $q_{réf}$ est donnée par le tableau 2.3 (RNV2013 p.46) en fonction de la zone de vent.

Site d'implantation : Beni merrad W. Blida $\Rightarrow$ Zone I $\Rightarrow q_{réf} = 375$ N/m².

C_e : est le coefficient d'exposition au vent.

III.4.2.2. DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DYNAMIQUE C_d

Le coefficient dynamique C_d 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.

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise la figure 3.2 (RNV2013 page 51). après interpolation $C_d \approx 0,96$

III.4.2.3. DÉTERMINATION DU COEFFICIENT D'EXPOSITION C_e

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

$C_d \approx 0,96 < 1,2$: La structure est donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 (RNV2013 page 46)

Selon l'article 2.4.2 de DTR C 2.4.7 :

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

Où :

K_T : Facteur de terrain

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

z (m) : Hauteur considéré

III.4.2.3.1. COEFFICIENT DE RUGOSITÉ

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Selon l'article 2.4.4 de DTR C 2.4.7. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{aligned} C_r &= K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200m \\ C_r &= K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(2.15)$$

III.4.2.3.2. CATÉGORIES DE TERRAIN

La catégorie de terrain est obtenue à partir du *tableau 2.4 (RNVA99 p.47)*, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : facteur de terrain.
- z_o : paramètre de rugosité (en m).
- z_{min} : hauteur minimale.
- ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Alors on obtient : Terrain du catégorie III $\Rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0,22 \\ z_o = 0,3 \text{ m} \\ z_{min} = 8 \text{ m} \end{array} \right.$

III.4.2.3.3. COEFFICIENT DE TOPOGRAPHIE

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ 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.

La valeur de $C_t(z)$ est tirée du *tableau 2.5 (RNVA 2013 page 48)* :

Site plat $\Rightarrow C_t(z) = 1$

Tableau 3.2 : calcul de pression dynamique $q_{dyn}(N/m^2)$

$z \text{ (m)}$	C_r	C_e	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
18.00	0,91	2,23	836,25

III.4.2.3.4. DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION

III.4.2.3.4.1. DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE CPE

Parois Verticales :

$$e = \min(2h, b) = \min(2 \times 18,00; 30,50) = 30,50 \text{ m}$$

$$d = 30,50 \text{ m}$$

Cas $d \leq e$ RNVA (2013) page64

On a $s > 10m^2$ $C_{pe}=C_{pe10}$

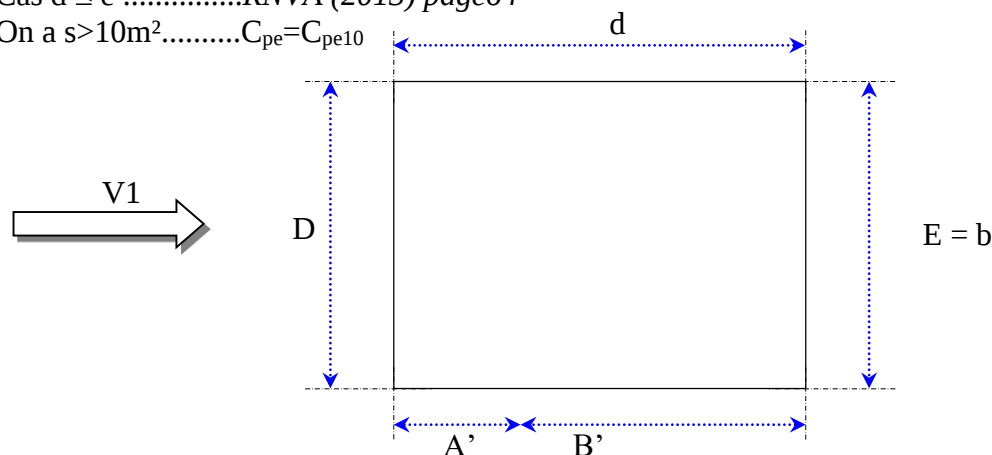


Figure 3.4 : Légende pour les parois verticales

Tableau 3.3 : valeurs de pression extérieure C_{pe}

A'	B'	D	E
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

La répartition des C_{pe} sur les Parois Verticales :

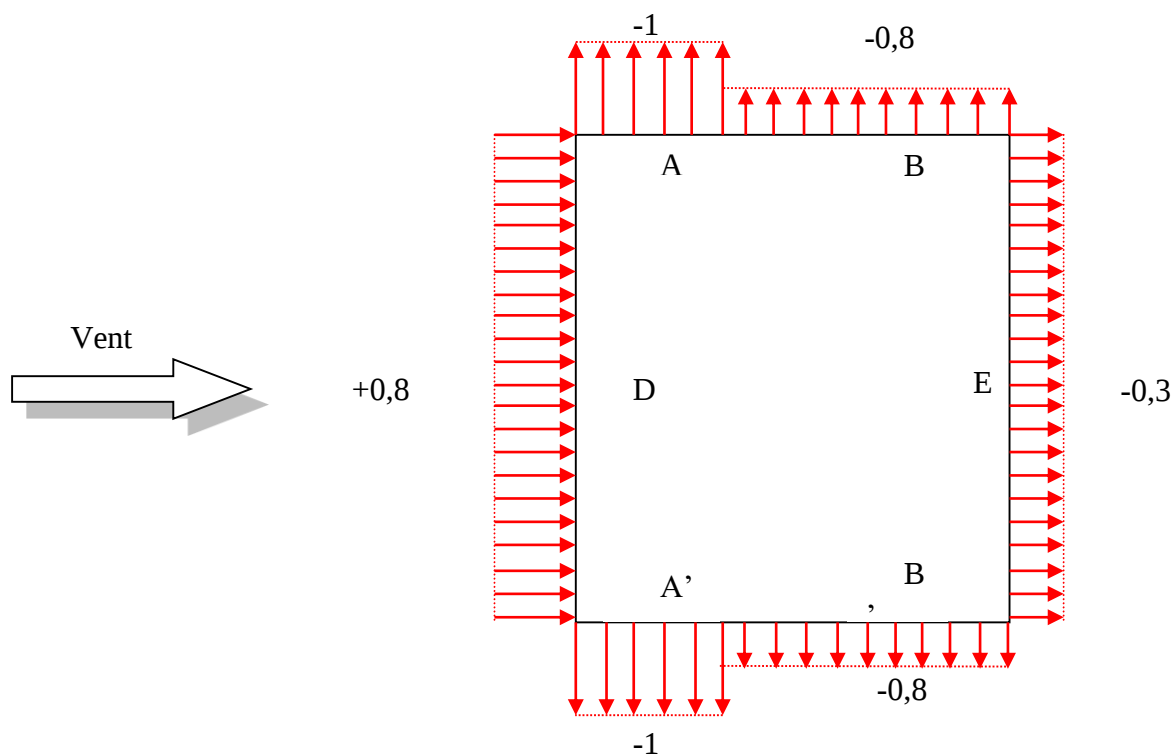


Figure 3.5 : La répartition des C_{pe} sur les Parois Verticales

Toiture :

$$e = \min(2h, b) = \min(2 \times 18,00; 30,50) = 30,50 \text{ m}$$

$$d = 30,50 \text{ m}$$

Cas $d < e$ RNVA (2013) page 64

On a $s > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe10}$

La répartition des C_{pi} sur les toitures :

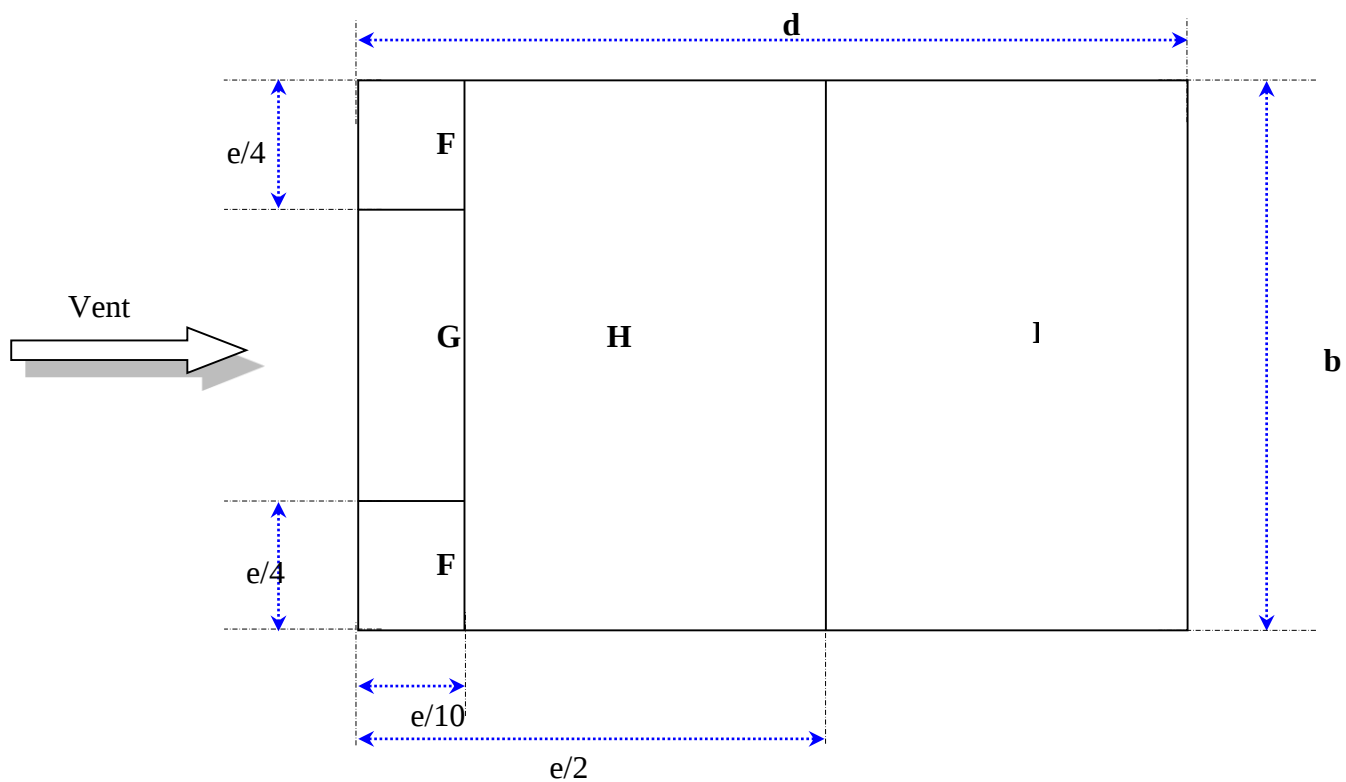


Figure 3.6 : Légende pour les toitures plates

Tableau 3.4 : valeurs de pression dynamique intérieure C_{pi}

h_p/h	F	G	H	I
0,025	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

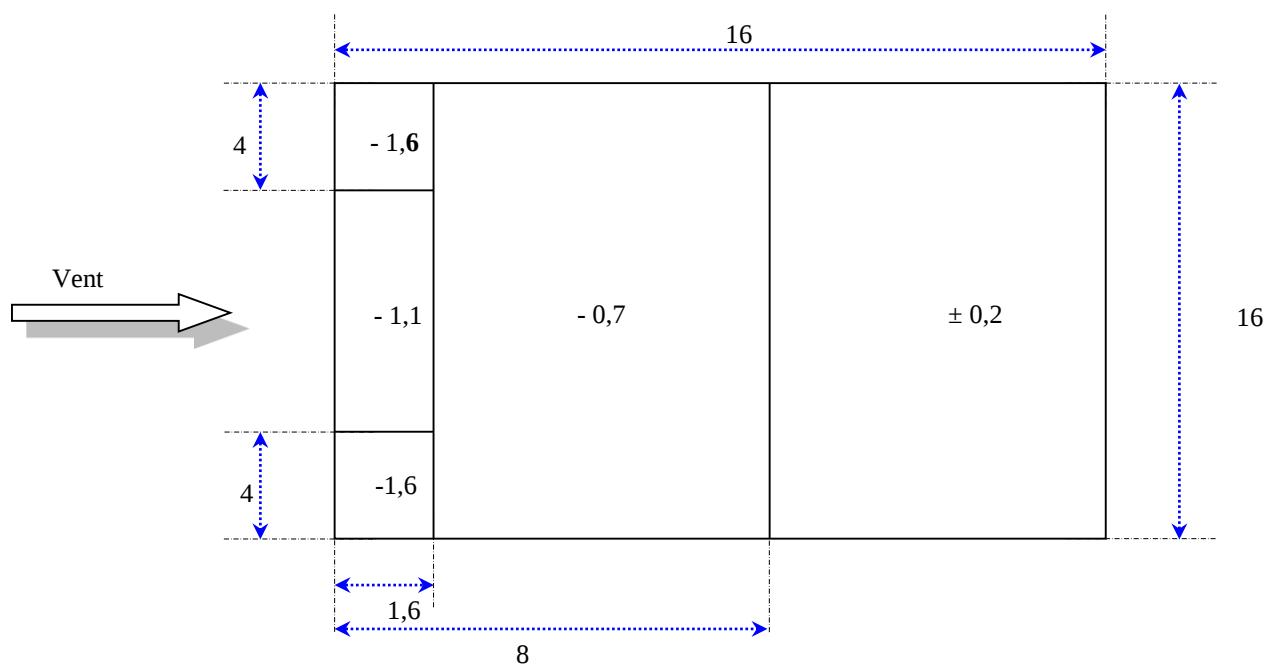


Figure 3.7 : Légende pour les toitures

III.4.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

D'après l'article 5.2.2.2 de DTR C 2-4.7 et pour $\frac{h}{d} = \frac{18}{45.15} = 0.4$ et $\mu_p = 0.5$ (dans le cadre de manque des données sur les ouvertures). Par interpolation on trouve
 $C_{pi} = 0.172$

III.4.2.4.1. Détermination de la pression due au vent

Selon l'article 2.5.2 de DTR C 2.4.7 la pression du vent s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(Z_e) \text{ En N/m}^2$$

Tel que $W(z_j)$ est obtenu avec la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ En N/m}^2$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous

Parois Verticales :

Tableau 3.5 : pression dynamique pour les parois verticales

Z_j (m)	Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
18,00	A'	0,96	836,25	- 1,0	+0.172	- 980.09
	B'	0,96	836,25	- 0,8	+0.172	-812.84
	D	0,96	836,25	+ 0,8	+0.172	525.17
	E	0,96	836,25	- 0,3	+0.172	-394.71

Toiture :

Tableau 3.6 : pression dynamique pour les toitures

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	0,96	836,25	- 1,6	+0.172	-1481.84
G	0,96	836,25	- 1,1	+0.172	-1063.71
H	0,96	836,25	- 0,7	+0.172	-729.17
I	0,96	836,25	± 0,2	+0.172	23.42 ; -311.09

ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours l'un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur brusque apparition et surtout imprévis, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour les pays, surtout si leurs ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise sociologique, ou au moins une diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se pose est : comment limiter les dommages causés aux constructions par le séisme ; plusieurs études sont faites pour limiter les dégâts provoqués par le séisme, et la seule prévention valable est la construction parasismique.

IV.2. 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. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. MODÉLISATION

IV.3.1. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement [5].

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.3.2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **ETABS** (*Version 12*).

IV.3.3. PRÉSENTATION DU LOGICIEL ETABS

ETABS est un logiciel de calcul basé sur les éléments finis qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments et autre type d'ouvrages tel que les ponts, les barrages, les silos, etc. Les caractéristiques principales du SAP2000 sont :

Il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il permet la prise en compte des propriétés non-linéaire des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, etc*).

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse, calcul de la masse de chaque plancher et la masse totale du bâtiment

IV.3.4. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers (dalle pleine) sont modélisés par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les balcons sont modélisés par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformables).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.5. INTRODUCTION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel **ETABS** (masse source) à partir de l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage administratif.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. ÉTUDE SISMIQUE

IV.4.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS21** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

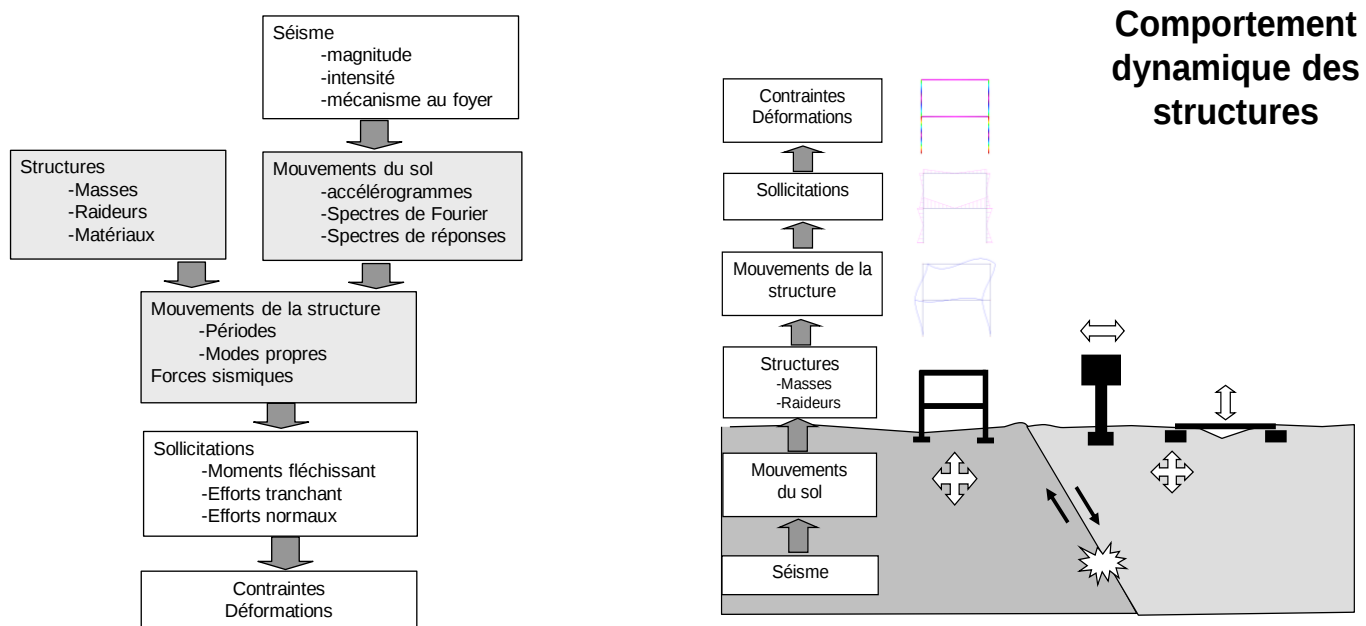


Figure IV.1 : comportement dynamique des structures.

IV.4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le “**RPA99 version 2003**”. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 10m, groupe d'usage2), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3. CARACTÉRISTIQUES DU MOUVEMENT SISMIQUE

Au moment de la rupture, une énergie considérable se trouve libérée, sous forme de fractures, de déformations permanentes et d'échauffement, seulement une faible partie de l'énergie est transformée en ondes sismique, celles-ci peuvent être ressenties ou mesurées. Ces ondes sismiques se propagent de la source aux sites d'enregistrements. On distingue deux principaux groupes d'ondes :

- ➔ Les ondes de volume : qui prennent naissance au niveau du foyer se propagent en 2 formes :
 - Ondes primaires (6 à 8 km/h) se propagent par dilatation - compression et introduisant un mouvement vertical dans les constructions.
 - Ondes secondaires (3 à 5 km/h) se propagent par cisaillement et introduisant un mouvement horizontal dans les ouvrages.
- ➔ Les ondes de surfaces : issues des ondes de volume arrivant à la surface terrestre. Elles se propagent sur une faible épaisseur
 - Ondes de Rayleigh induisant un mouvement de roulis ; les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans un sens rétrograde
 - Ondes de Love correspondant à des ondes de cisaillement engendrant un mouvement de type lacet.

L'hypothèse faite en conception parasismique est de considérer uniquement les ondes de volume et de considérer leur propagation verticale ce qui est justifiée dans les stratigraphies horizontales.

IV.4.3.1. NATURE DU SOL

La nature du sol va principalement modifier la vitesse des ondes de cisaillement.

On suppose que le sol est stratifié horizontalement et qu'il y a une unique onde verticale de cisaillement et on étudie le sol comme un bloc soumis à un mouvement unique.

On classe les sols en 4 sites S0,..., S3 en fonction de leur résistance mécanique et de leur profondeur.

On constate que sur les sols durs (rochers,...), les accélérations sont fortes pour les faibles périodes, les sols plus mous et déformables induisent des accélérations maximales moins fortes, un déplacement du palier du spectre vers les périodes moyennes et aux hautes périodes, des accélérations plus importantes qu'aux hautes périodes pour les sols durs.

IV.4.3.2. STRATÉGIE DU CALCUL SISMIQUE

Selon les caractéristiques de l'ouvrage et les exigences du maître de l'ouvrage, on procède par une des méthodes de calcul sismique décrites ci-dessous :

- **Analyse temporelle** : Elle se base sur les accélérogrammes et les réponses de la structure sont données par l'intégrale de Duhamel. Elle est précise car elle permet d'analyser le maximum de la somme des déformations engendrées par des séismes orthogonaux dans le temps mais elle est difficile à mettre en œuvre car elle demande des calculs lourds et poussés.
- **Analyse modale** : On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non

la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

● *Analyse statique équivalente* : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

Chacune de ces méthodes fait appel à des types de modélisation et de chargement propre à elle. Les paramètres principaux misent en jeu lors d'un calcul sismique sont représentés schématiquement sur les diagrammes suivants :

IV.5. EXEMPLE DE CALCULE (BLOC B)

RÉSULTATS REPRIS À PARTIR DU FICHER RÉSULTAT DU ETABS

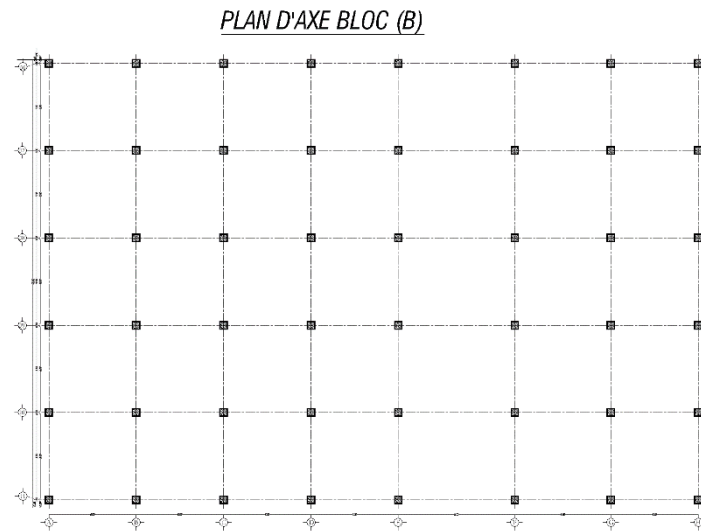


Figure IV.4 : plan d'axe bloc B.

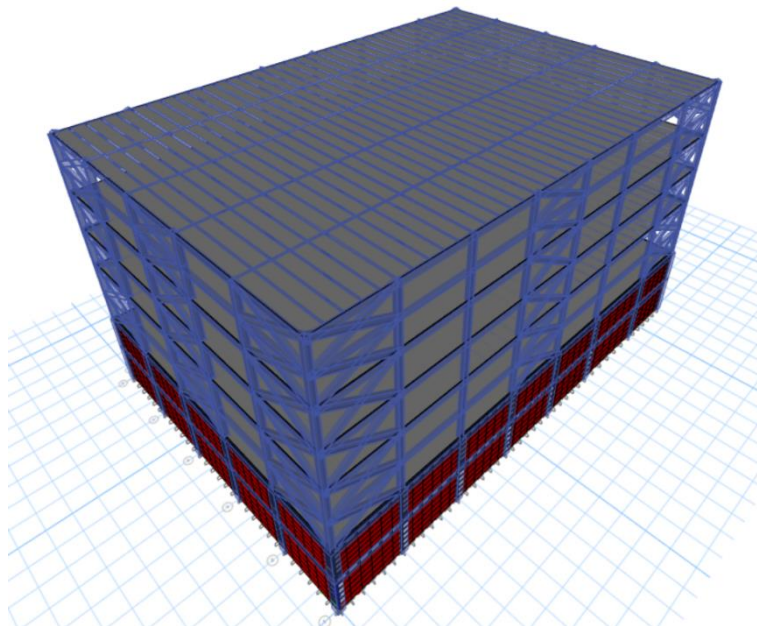


Figure IV.5 : modélisation par ETABS 2021 de bloc B.

Remarque :

Le **RPA99 version 2003** préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ tel que $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_i : Représente le poids concentré au niveau du centre masse du plancher “ i ”.

W_{Gi} : Représente le poids dû aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau “ i ”.

W_{Qi} : Surcharges d’exploitation au niveau “ i ”.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation il est donné par le règlement [2].

$\beta = 0,3$ (bâtiment commercial).

IV.5.1. RÉSULTATS DE L’ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Modal	1	0,712	0	0,4709	0	0	0,4709	0	8,333E-06
Modal	2	0,651	0,4699	0	0	0,4699	0,4709	0	0
Modal	3	0,406	0	3,678E-06	0	0,4699	0,4709	0	0,4399
Modal	4	0,231	0	0,0652	0	0,4699	0,5361	0	2,272E-06
Modal	5	0,209	0,0621	0	0	0,532	0,5361	0	0
Modal	6	0,134	0	0	0	0,532	0,5361	0	0,0578
Modal	7	0,123	0	0,0105	0	0,532	0,5466	0	0
Modal	8	0,108	0,0109	0	0	0,5428	0,5466	0	0
Modal	9	0,085	0	0,0026	0	0,5428	0,5491	0	0
Modal	10	0,073	0	0	0	0,5428	0,5491	0	0,0096
Modal	11	0,07	0,0032	0	0	0,546	0,5491	0	0
Modal	12	0,057	0	0,4284	0	0,546	0,9775	0	4,188E-06
Modal	13	0,051	0	0	0	0,546	0,9775	0	0,0024
Modal	14	0,047	0,4333	0	0	0,9793	0,9775	0	0

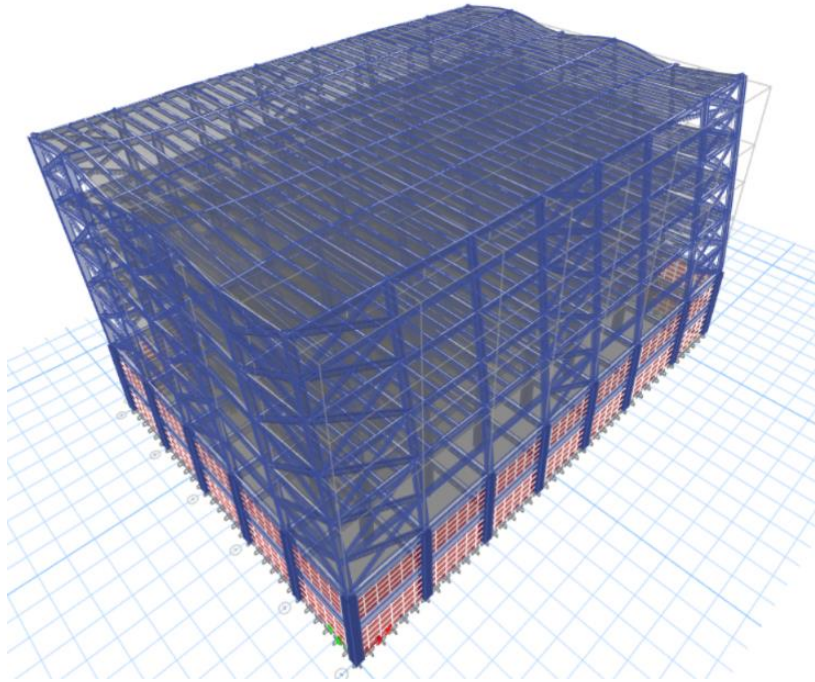


Figure IV.6 : le mode fondamental obtenu par ETABS 2021 de bloc B.

CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0.712s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 3^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

VI.5.2. SPECTRE DE RÉPONSE

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

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

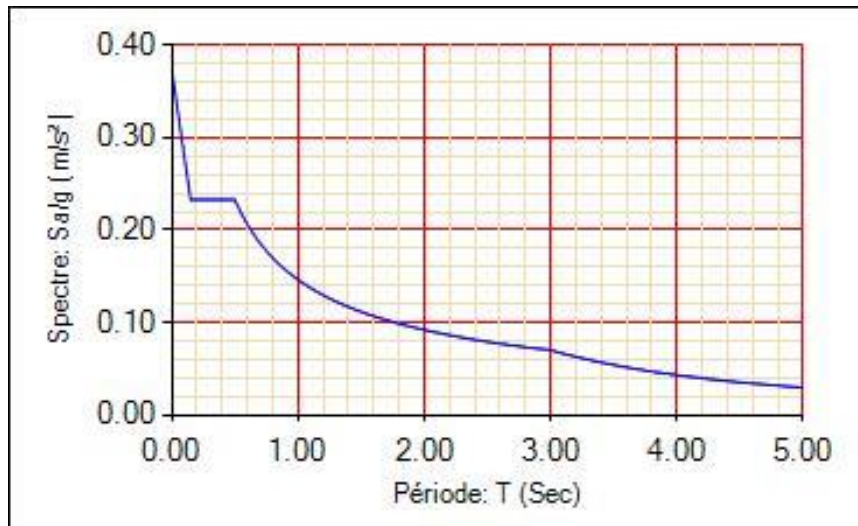


Figure IV.7. Spectre de réponse

Avec

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

- L'ouvrage est de "groupe IB" (Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Blida (zone III).

Donc : $A=0,30$

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Nous avons une structure mixte (portique et voile) avec un remplissage dense, donc d'après le tableau 4.2 du **RPA99 version 2003**.

Tableau IV.3 : Valeurs de ξ (%)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = \frac{4+10}{2} = 7\%$$

D'où : $\eta=1,00 > 0,7$

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a deux système de contreventement par sens (des pales trianguler en X et ossature auto stable) alors on prend le cas le plus défavorable.

$R=3,50$.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, données par le tableau 4.7 du **RPA 99 version 2003**.

Tableau IV.4 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Site S₃ : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5$.

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$).

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du **RPA 99 version 2003**.

Tableau. IV.5: facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	$P_q //$ xx	observée (o/n)	$P_q //$ yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.05	oui	0.05
Redondance en plan	oui	0.05	oui	0.05
Régularité en plan	oui	0.05	oui	0.05
Régularité en élévation	oui	0.05	oui	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux et l'exécution	non	0.10	non	0.10

$$Q//xx=1+(0.00+0+0.00+0.00+0.05+0.10)=1.15$$

$$Q//yy=1+(0.00+0+0.00+0.00+0.05+0.10)=1.15$$

Tableau.IV.6 : Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe IB Zone sismique III	0,30
R	Système de contreventement (cas défavorable entre deux CVT)	3,50
Q	$1+\Sigma P_q$	1,15
ε	-	7%
η	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,882
T ₁	Site3	0,15 s
T ₂		0,50 s

IV.5.2. RÉSULTANTE DES FORCES SISMOQUES DE CALCUL

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

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

Si V_t<0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

W=7767,14 (calcul automatique).

A=0,30 (groupe IB, zone III) ; Q=1,15 ; R=3,50

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99 version 2003** par la formule :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (\text{formule 4.6 de } \mathbf{RPA99 \text{ version } 2003})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$$h_N = 18.00m.$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du **RPA 99 version 2003**.

$$C_T = 0.05.$$

$$\text{Donc } T = 0.05 \cdot (18.00)^{3/4} = 0.437s.$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T_N = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{d}} \quad (\text{Formule 4.7 de } \mathbf{RPA99 \text{ version } 2003}).$$

Où :

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

$$\text{On a : } h_N = 18.00m$$

$$\text{Selon } x-x : d_x = 45.10m \Rightarrow T_x = 0.241s$$

$$\text{Selon } y-y : d_y = 30.50m \Rightarrow T_y = 0.293s$$

D'après le **RPA 99 version 2003**, dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_x = 0.241s. \\ T_y = 0.293s. \end{cases}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne : $(T_x \text{ et } T_y) < T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$

$$D_x = 2,5 \times 0.882 = 2,205$$

$$D_y = 2,5 \times 0.882 = 2,205$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} V_{st}^x = 9511.90 \text{ kN} \\ V_{st}^y = 9511.90 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a : $\begin{cases} V_{dyn}^x = 8208.91 \text{ kN} \\ V_{dyn}^y = 12890.44 \text{ kN} \end{cases}$

Alors selon l'article 4.3.6 de RPA 99/2003 on a pour les deux directions :

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8$$

Alors l'article 4.3.6 de RPA 99/2003 est **vérifié**

IV.5.3. VÉRIFICATION DE LA PÉRIODE

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0,603\text{s}$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437\text{s}$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

$$\text{Donc : } T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568\text{s} < T = 0,603\text{s}$$

$\Rightarrow$ La condition **n'est pas vérifiée**.

IV.5.4. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Données : $R = 3,50$

Dans la direction Sens X-X

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$ (%)	Observation
R.D.C	0,0112	0,04	0,00	0,04	395,00	0,010	C.V
1er Etage	0,0241	0,08	0,04	0,05	340,00	0,013	C.V
2e Etage	0,737	2,58	0,08	2,50	600,00	0,416	C.V
3e Etage	1,255	4,39	2,58	1,81	350,00	0,518	C.V
4e Etage	1,782	6,24	4,39	1,84	350,00	0,527	C.V
5e Etage	2,510	8,79	6,24	2,55	500,00	0,510	C.V

Dans la direction Sens Y-Y

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$ (%)	Observation
R.D.C	0,024	0,084	0	0,08	395,0	0,021	C.V
1er Etage	0,044	0,154	0,084	0,07	340,0	0,021	C.V
2e Etage	0,801	2,804	0,154	2,65	600,0	0,442	C.V
3e Etage	1,036	3,626	2,804	0,82	350,0	0,235	C.V
4e Etage	1,948	6,818	3,626	3,19	350,0	0,912	C.V
5e Etage	2,772	9,702	6,818	2,88	500,0	0,577	C.V

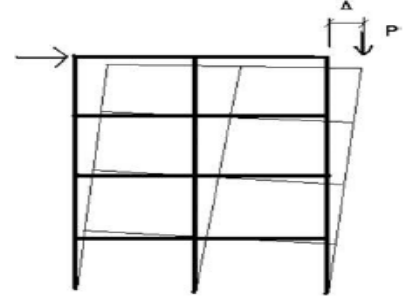
Tableau VI.7 : Vérification des déplacements inter étages du bloc B

IV.5.5. Conclusion :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période.

IV.5.6. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

L'effet P- Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).



La valeur de l'effet P- delta dépend de

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- ✓ La souplesse des éléments de la structure

Figure IV.8 : Le grand effet P- Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:
$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.8 : Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	w_k (t)	h_k (m)	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Observation
6e Niv	1066,93	5,00	1066,93	0,01255	261,76	0,0102	C.V
5e Niv	2027,00	3,50	3093,93	0,01465	460,96	0,028	C.V
4e Niv	2987,07	3,50	6081,00	0,01655	623,01	0,046	C.V
3e Niv	3988,69	6,00	10069,69	0,0175	754,17	0,039	C.V
2e Niv	5859,08	3,40	15928,77	0,0163	877,22	0,087	C.V
1er Niv	7767,14	3,95	23695,91	0,01385	951,19	0,087	C.V

Niveau x	w_k (t)	h_k (m)	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Observation
6e Niv	1066,93	5,00	232,86	0,009777	261,76	0,0017	C.V
5e Niv	2027,00	3,50	472,20	0,009823	460,96	0,0029	C.V
4e Niv	2987,07	3,50	711,55	0,009823	623,01	0,0032	C.V
3e Niv	3988,69	6,00	950,91	0,009348	754,17	0,0020	C.V
2e Niv	5859,08	3,40	1274,19	0,007772	877,22	0,0033	C.V
1er Niv	7767,14	3,95	1617,62	0,005365	951,19	0,0023	C.V

IV.6. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS B) :

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferrillés dans le chapitre qui suit (VII).

N.B.

POUR LES DÉTAILS DES AUTRES BLOC VÉRIFIER ANNEXE VÉRIFIER ANNEX D

IV.7. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS A) :

IV.7.1. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.9 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,652	0	0,4526	0	0	0,4526	7,537E-06
Modal	2	0,517	0,4499	0	0	0,4499	0,4526	0
Modal	3	0,343	0	3,527E-06	0	0,4499	0,4526	0,4262
Modal	4	0,193	0	0,0904	0	0,4499	0,543	2,261E-06
Modal	5	0,152	0,0876	0	0	0,5374	0,543	0
Modal	6	0,105	0	0	0	0,5374	0,543	0,0822
Modal	7	0,097	0	0,0194	0	0,5374	0,5624	0
Modal	8	0,075	0,0181	0	0	0,5555	0,5624	0
Modal	9	0,066	0	0,0173	0	0,5555	0,5797	0
Modal	10	0,057	0	0,3973	0	0,5555	0,977	5,476E-06
Modal	11	0,054	0	2,422E-06	0	0,5555	0,977	0,0178
Modal	12	0,05	0,0146	0	0	0,5701	0,977	0
Modal	13	0,042	0,4095	0	0	0,9796	0,977	1,322E-05

IV.7.2. Vérification de la période :

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0.652s$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437s$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

$$\text{Donc : } T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568s < T = 0,652s$$

⇒ La condition **non vérifiée**.

IV.7.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\frac{\Delta_{\bar{k}}}{h_{\bar{k}}}$ (%)	Observation
R.D.C	0,009 6	0,03	0,00	0,03	395,0 0	0,00 9	C.V
1er Etage	0,020 7	0,07	0,03	0,04	340,0 0	0,01 1	C.V
2e Etage	0,645	2,26	0,07	2,19	600,0 0	0,36 4	C.V
3e Etage	1,106	3,87	2,26	1,61	350,0 0	0,46 1	C.V
4e Etage	1,577	5,52	3,87	1,65	350,0 0	0,47 1	C.V
5e Etage	2,230	7,81	5,52	2,29	500,0 0	0,45 7	C.V

Dans le sens Y-Y							Observati on
Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$ (%)	
R.D.C	0,025 9	0,091	0	0,09	395,0	0,0 23	C.V
1er Etag	0,047 4	0,166	0,091	0,08	340,0	0,0 22	C.V
2e Etag	0,901	3,154	0,166	2,99	600,0	0,4 98	C.V
3e Etag	1,527 7	5,347	3,154	2,19	350,0	0,6 27	C.V
4e Etag	2,171	7,599	5,347	2,25	350,0	0,6 43	C.V
5e Etag	3,082	10,787	7,599	3,19	500,0	0,6 38	C.V

Tableau VI.10 : Vérification des déplacements inter étages du blocA

IV.7.4.COMMENTAIRES :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période

1-Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.

2-On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

3-Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferraillés dans le chapitre qui suit (VII).

IV.8. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS C) :

IV.8.1. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.11 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,646	0	0,4539	0	0,4539	7,856E-06
Modal	2	0,513	0,4511	0	0,4511	0,4539	0
Modal	3	0,339	0	3,648E-06	0,4511	0,4539	0,4273
Modal	4	0,19	0	0,0924	0,4511	0,5462	2,193E-06
Modal	5	0,15	0,0894	0	0,5404	0,5462	0
Modal	6	0,103	0	0	0,5404	0,5462	0,0842
Modal	7	0,095	0	0,0202	0,5404	0,5665	0
Modal	8	0,074	0,0186	0	0,559	0,5665	0
Modal	9	0,064	0	0,0201	0,559	0,5866	0
Modal	10	0,057	0	0,3906	0,559	0,9772	5,87E-06
Modal	11	0,053	0	2,231E-06	0,559	0,9773	0,0186
Modal	12	0,049	0,0157	0	0,5748	0,9773	0
Modal	13	0,042	0,4052	0	0,9799	0,9773	0

IV.8.2. Vérification de la période :

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0.646s$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437s$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

Donc : $T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568s < T = 0,646s$

⇒ La condition **n'est pas vérifiée**.

IV.8.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Dans le sens X-X

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
R.D.C	0,0087	0,03	0,00	0,03	395,00	0,008	C.V
1er Etage	0,0186	0,07	0,03	0,03	340,00	0,010	C.V
2e Etage	0,584	2,04	0,07	1,98	600,00	0,330	C.V
3e Etage	1,01	3,54	2,04	1,49	350,00	0,426	C.V
4e Etage	1,45	5,08	3,54	1,54	350,00	0,440	C.V
5e Etage	2,063	7,22	5,08	2,15	500,00	0,429	C.V

Dans le sens Y-Y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
R.D.C	0,0235	0,082	0	0,08	395,0	0,021	C.V
1er Etage	0,0429	0,150	0,082	0,07	340,0	0,020	C.V
2e Etage	0,8137	2,848	0,150	2,70	600,0	0,450	C.V
3e Etage	1,393	4,876	2,848	2,03	350,0	0,579	C.V
4e Etage	1,994	6,979	4,876	2,10	350,0	0,601	C.V
5e Etage	2,849	9,972	6,979	2,99	500,0	0,599	C.V

Tableau VI.12 : Vérification des déplacements inter étages du blocC

IV.8.4.COMMENTAIRES :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit (VII).

IV.9. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS D) :

IV.9.1.RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.13 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0,491	0	0,4433	0	0	0,4433	0	0,6108
Modal	2	0,47	0,4457	0	0	0,4457	0,4433	0	0
Modal	3	0,264	1,288E-05	0	0	0,4457	0,4433	0	0
Modal	4	0,143	0	0,0936	0	0,4457	0,5369	0	0,0198
Modal	5	0,137	0,093	0	0	0,5388	0,5369	0	0
Modal	6	0,081	3,274E-06	0	0	0,5388	0,5369	0	0
Modal	7	0,071	0	0,0213	0	0,5388	0,5582	0	0,0071
Modal	8	0,068	0,0246	0	0	0,5634	0,5582	0	0
Modal	9	0,049	0	0,0233	0	0,5634	0,5816	0	0,0138
Modal	10	0,045	0,0954	0	0	0,6588	0,5816	0	0
Modal	11	0,043	0	0,3964	0	0,6588	0,9779	0	0,2742
Modal	12	0,042	0,3135	0	0	0,9722	0,9779	0	0

IV.9.2.Vérification de la période :

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0.491s$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437s$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

Donc : $T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568s > T = 0,491s$

⇒ La condition **vérifiée**.

IV.9.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,0144	0,05	0,00	0,05	395,00	0,013	C.V
1er Etage	0,0268	0,09	0,05	0,04	340,00	0,013	C.V
2e Etage	0,5	1,75	0,09	1,66	600,00	0,276	C.V
3e Etage	0,863	3,02	1,75	1,27	350,00	0,363	C.V
4e Etage	1,235	4,32	3,02	1,30	350,00	0,372	C.V
5e Etage	1,750	6,13	4,32	1,80	500,00	0,361	C.V

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,0148	0,052	0	0,05	395,0	0,013	C.V
1er Etage	0,0273	0,096	0,052	0,04	340,0	0,013	C.V
2e Etage	0,538	1,883	0,096	1,79	600,0	0,298	C.V
3e Etage	0,934	3,269	1,883	1,39	350,0	0,396	C.V
4e Etage	1,344	4,704	3,269	1,44	350,0	0,410	C.V
5e Etage	1,9144	6,700	4,704	2,00	500,0	0,399	C.V

IV.9.4.COMMENTAIRES :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2-On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

3-Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit (VII).

IV.10. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS E) :

IV.10.1. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.15 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,516	0	0,4447	0	0,4447	0
Modal	2	0,483	0,4458	0	0,4458	0,4447	0
Modal	3	0,278	0	0	0,4458	0,4447	0,4152
Modal	4	0,154	0	0,09	0,4458	0,5348	0
Modal	5	0,145	0,0844	0	0,5301	0,5348	0
Modal	6	0,087	0	0	0,5301	0,5348	0,078
Modal	7	0,078	0	0,0205	0,5301	0,5553	0
Modal	8	0,073	0,0191	0	0,5492	0,5553	0
Modal	9	0,054	0	0,0221	0,5492	0,5774	0
Modal	10	0,049	0,0203	0	0,5695	0,5774	0
Modal	11	0,048	0	0,3999	0,5695	0,9774	0
Modal	12	0,046	0	0	0,5695	0,9774	0,0183
Modal	13	0,042	0,4092	0	0,9787	0,9774	0

IV.10.2. Vérification de la période :

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0.516s$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437s$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

Donc : $T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568s > T = 0,516s$

⇒ La condition **vérifiée**.

IV.10.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,01	0,04	0,00	0,04	395,00	0,009	C.V
1er Etage	0,022	0,08	0,04	0,04	340,00	0,012	C.V
2e Etage	0,607	2,12	0,08	2,05	600,00	0,341	C.V
3e Etage	1,038	3,63	2,12	1,51	350,00	0,431	C.V
4e Etage	1,47	5,15	3,63	1,51	350,00	0,432	C.V
5e Etage	2,044	7,15	5,15	2,01	500,00	0,402	C.V

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,0191	0,067	0	0,07	395,0	0,017	C.V
1er Etage	0,0351	0,123	0,067	0,06	340,0	0,016	C.V
2e Etage	0,67	2,345	0,123	2,22	600,0	0,370	C.V
3e Etage	1,145	4,008	2,345	1,66	350,0	0,475	C.V
4e Etage	1,63	5,705	4,008	1,70	350,0	0,485	C.V
5e Etage	2,293	8,026	5,705	2,32	500,0	0,464	C.V

Tableau VI.16 : Vérification des déplacements inter étages du bloc E

IV.10.4. COMMENTAIRES :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit (VII).

IV.11. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS (BLOCS F) :

IV.11.1. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau. IV.17 : Période et facteurs de participation massique (modèle initial).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0,491	0	0,4433	0	0	0,4433	0	0,6108
Modal	2	0,47	0,4457	0	0	0,4457	0,4433	0	0
Modal	3	0,264	1,288E-05	0	0	0,4457	0,4433	0	0
Modal	4	0,143	0	0,0936	0	0,4457	0,5369	0	0,0198
Modal	5	0,137	0,093	0	0	0,5388	0,5369	0	0
Modal	6	0,081	3,274E-06	0	0	0,5388	0,5369	0	0
Modal	7	0,071	0	0,0213	0	0,5388	0,5582	0	0,0071
Modal	8	0,068	0,0246	0	0	0,5634	0,5582	0	0
Modal	9	0,049	0	0,0233	0	0,5634	0,5816	0	0,0138
Modal	10	0,045	0,0954	0	0	0,6588	0,5816	0	0
Modal	11	0,043	0	0,3964	0	0,6588	0,9779	0	0,2742
Modal	12	0,042	0,3135	0	0	0,9722	0,9779	0	0

IV.11.2. Vérification de la période :

D'après les résultats du tableau VI.4, on constate que :

La période fondamentale : $T = 0.491s$.

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0,437s$)

(Formule 4.7 de **RPA99 version 2003**) on doit vérifier que :

$$T_e > T.$$

Selon l'article 4.2.4 de RPA 99/2003 la période doit être majorée par 30%

Donc : $T_e = 1.3 \times 0,437 = 0.568s > T = 0,491s$

⇒ La condition **vérifiée**.

IV.11.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,0144	0,05	0,00	0,05	395,00	0,013	C.V
1er Etage	0,0268	0,09	0,05	0,04	340,00	0,013	C.V
2e Etage	0,5	1,75	0,09	1,66	600,00	0,276	C.V
3e Etage	0,863	3,02	1,75	1,27	350,00	0,363	C.V
4e Etage	1,235	4,32	3,02	1,30	350,00	0,372	C.V
5e Etage	1,750	6,13	4,32	1,80	500,00	0,361	C.V

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
R.D.C	0,0148	0,052	0	0,05	395,0	0,013	C.V
1er Etage	0,0273	0,096	0,052	0,04	340,0	0,013	C.V
2e Etage	0,538	1,883	0,096	1,79	600,0	0,298	C.V
3e Etage	0,934	3,269	1,883	1,39	350,0	0,396	C.V
4e Etage	1,344	4,704	3,269	1,44	350,0	0,410	C.V
5e Etage	1,9144	6,700	4,704	2,00	500,0	0,399	C.V

Tableau VI.18 : Vérification des déplacements inter étages du bloc E

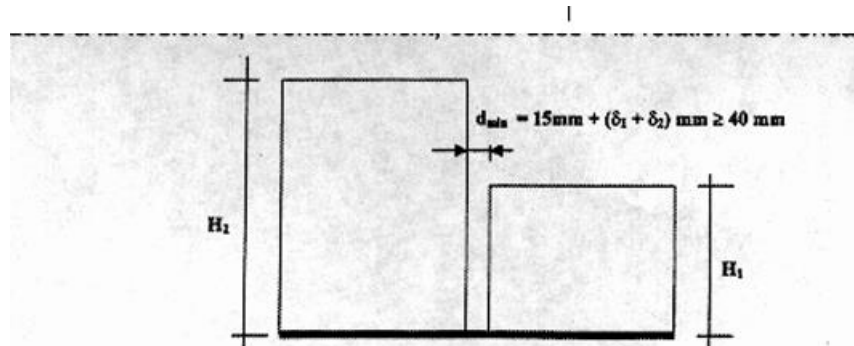
IV.11.4. COMMENTAIRES :

Les déplacements latéraux inter étage vérifiés, ainsi que l'effort tranchant et la période

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- On constate d'après le tableau VI.13 que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit (VII).

IV.12. JOINT SISMIQUE :

Selon l'article 5.8 de RPA 99/2003 : deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :



Position de joint sismique	$\delta k1(\text{mm})$	$\delta k2(\text{mm})$	$d_{min}(\text{mm})$	Vérification	$d(\text{mm})$
A-B-xx	87.90	78.10	181.00	Vérifie	200
B-C xx	87.90	72.20	175.10	Vérifie	200
A-D	107.87	67.00	189.87	Vérifie	200
D-E	61.30	71.50	147.80	Vérifie	200
E-B	80.26	97.02	192.28	Vérifie	200
E-F	71.50	61.30	147.80	Vérifie	200
F-C	67.00	99.72	181.72	Vérifie	200

IV.13. PRÉDIMENSIONNEMENT DE VOILE PÉRIPHÉRIQUE

Selon l'article 7.7 de RPA 99/2003 : L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Le voile périphérique, illustré dans la figure suivante, est un voile sans about qui entoure la base de la structure dans notre cas particulier. Il remplit deux fonctions principales :

- Il sert de mur de soutènement pour les sous-sols en contrant les poussées des terres environnantes.
- Il assure la résistance de la structure aux forces horizontales résultant des séismes.

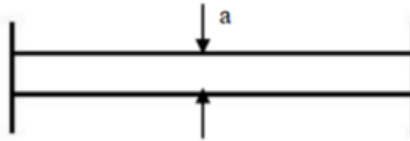


Figure IV.20. Voile en béton armée

Ce voile doit respecter les caractéristiques minimales suivantes :

- Une épaisseur d'au moins 15 cm.
- Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $a \geq h_e/20$.

Dans notre cas :

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{6.75}{20} = 0.3375m$$

Alors on prend : $a = 35 \text{ cm}$

VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS RÉSISTANT ET CALCUL D'ASSEMBLAGE

V.1. ORIGINE DES PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement au niveau de la structure
- qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 3 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

❖ Le voilement :

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sans rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. Il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

❖ Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

❖ **Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

V.2. VÉRIFICATION DES POTEAUX :

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différents chargements qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec ces raisons et d'autre, on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la poutre la plus sollicitée (portique C)

V.2.1. POTEAU INTERMÉDIAIRE

Caractéristiques de l'HEA 450 :

Caractéristique profile	A (mm ²)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	i _y (mm)	i _z (mm)	Classe 01 (**)
HEA 450	178	3216	965,50	63721,60	9465	18,92	7.29	

Tableau V.1 : Caractéristiques de l'HEA 450

(**) pour les classes des sections voir l'annexe des tableaux

$$*f_y = 275 \text{ N / mm}^2 = 27,5 \text{ KN / cm}^2$$

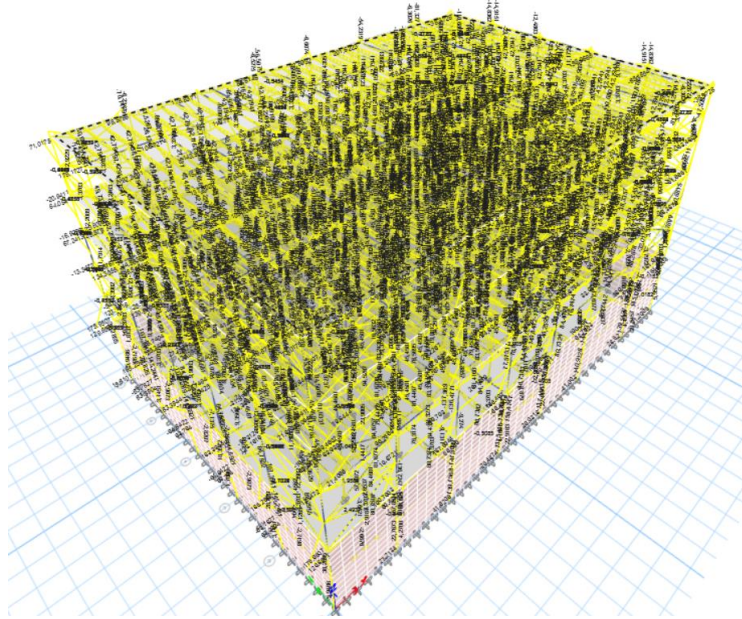


Figure V.1: schéma des efforts max dans le bloc B

Chargement ou sollicitations

$$G+Q+1.2E_y \text{ (RPA 99/2003)} \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 1208,62 \text{ KN} \\ M_{sd} = 65,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 178 \times 27,5 = 4895 \text{ KN}$$

$$M_{pl} = W_{ply} \times f_y = 3216 \times 27,5 = 88,44 \text{ KN.m}$$

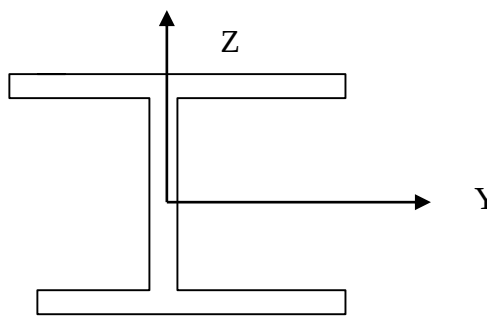


Figure V.1 : profile métallique

V.2.1.1. Flambement sous compression simple :

- calcul dans le plan portique (inertie I_{yy}) :

$$*\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12} + K_{11}} \rightarrow K_{11} = K_{12} = 1.5 \frac{I}{L} \text{ (Rayon de giration)}$$

$$= \frac{\frac{7763}{3.45} + \frac{7763}{3.4}}{\frac{6372}{3.95} + 2.1,5 \frac{5790}{5.4} + \frac{6372}{3.95}} = 0,58$$

$$*\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$*\frac{L_{ky}}{L_0} = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} = 2.70$$

$$L_{ky} = 2,70 \times 3.95 = 10.665m$$

L_{ky} : longueur.de. flambement

$$*\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{1066.5}{18,92} = 56.36 \quad \text{Tel que } i_y = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0.5} = 93.9\epsilon$$

$$\epsilon = \left[235 / f_y \right]^{0.5} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0.5} = \frac{92.22}{86,8} \approx 1$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 1208,62 \leq 0,60 \times 1 \times 187 \times \frac{27,5}{1.1} = 2670KN \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

-Calcul dans le plan portique (inertie I_{zz})

$$\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$\eta_1 = \frac{\frac{2769}{3.45} + \frac{2769}{3.4}}{\frac{9465}{3.95} + 2.1,5 \frac{420}{5.4} + \frac{9465}{3.95}} = 0,87$$

$$L_{kz} = 3,68 \times 3.95 = 14.53m$$

$$*\lambda_z = \frac{145,3}{7,29} = 19,93 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{19,93}{86,8} = 0,23 \Rightarrow \chi_z = 0,98 < 1$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 1208,62 \leq 0,98 \times 1 \times 178 \times \frac{27,5}{1,1} = 4797,10 \text{ KN}$$

Donc c'est vérifié

V.2.1.2. Flambement par flexion

$$\chi_{\min} = 0,60$$

* $\chi = \chi_z = 0,98$ / χ : coefficient de réduction de flambement

$$*M_{cr} = 186,25 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = (\beta_w \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0,5} / \bar{\lambda}_{lt} : \text{élancement de déversement}$$

$$*\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{101}{186,25}} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow \chi_{lt} = 0,83$$

-Risque de déversement

$$*\bar{\lambda}_z = 0,23 \Rightarrow \chi_z = 0,98$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 [\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 1] < 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3 \quad (\text{figure 5.5.3})$$

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\mu_{Lt} = 0,15 [0,83 \times 1,3 - 1] = 0,01185 < 0,9$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,01185 \times 1208,62}{0,98 \times 2112} = 0,298 < 1$$

Finalement :

Le déversement représente un mode potentiel de ruine

$$* \frac{N_{sd} \times \gamma_{M1}}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy} \times \gamma_{M1}}{\chi_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$* \frac{1208.62 \times 1,1}{0.98 \times 4895} + \frac{65.40 \times 0,298 \times 1,1}{0,83 \times 88.44} = 0,57 < 1$$

✓ Profil HEA 450 admis donc réserve de résistance de 43%

Remarque

Il est facile de vérifier, dans les catalogues donnant les caractéristiques géométriques des profilés laminés normalisés, que pour tous les profils IPE, HEA, HEB (h=600mm maximum), qui constituent l'essentiel des profils utilisés en bâtiment on a bien ($d/t_w < 69\epsilon$), ce qui signifie qu'une vérification au voilement n'est pas nécessaire. (Structures métalliques par Eurocode page132)

V.2.2. Poteau de rive :

Chargement ou sollicitations

$$G+Q+1,2E_y \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 484,059 \text{ KN} \\ M_{sd} = 16.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 178 \times 27.5 = 4895 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 3216 \times 27,5 = 88,44 \text{ KN.m}$$

❖ **Flambement**

- calcul dans plan portique (inertie I_{yy})

$$*\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12} + K_{11}} \rightarrow K_{11} = K_{12} = 1.5 \frac{I}{L} \text{ (Rayon de giration)}$$

$$= \frac{\frac{7763}{3.45} + \frac{7763}{3.4}}{\frac{6372}{3.95} + 2.1,5 \frac{5790}{5.4} + \frac{6372}{3.95}} = 0,58$$

$$*\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$*\frac{L_{ky}}{L_o} = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} = 2.70$$

$$L_{ky} = 2,70 \times 3.95 = 10.665m$$

L_{ky} : longueur.de. flambement

$$*\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{1066.5}{18,92} = 56.36 \quad \text{Tel que } i_y = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[235 / f_y \right]^{0.5} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0.5} = \frac{92.22}{86,8} \approx 1$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 1208,62 \leq 0,60 \times 1 \times 187 \times \frac{27,5}{1.1} = 2670KN \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

- Calcul dans portique plan Izz

$$\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$\eta_1 = \frac{\frac{2769}{3.45} + \frac{2769}{3.4}}{\frac{9465}{3.95} + 2.1,5 \frac{420}{5.4} + \frac{9465}{3.95}} = 0,87$$

$$L_{kz} = 3,68 \times 3.95 = 14.53m$$

$$*\lambda_z = \frac{145,3}{7.29} = 19,93 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{19.93}{86.8} = 0,23 \Rightarrow \chi_z = 0,98 < 1$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 1208,62 \leq 0,98 \times 1 \times 178 \times \frac{27,5}{1,1} = 4797,10 \text{ KN}$$

Finalement, on doit vérifier la formule suivante :

$$\begin{aligned} & * \frac{N_{sd} \times \gamma_{M1}}{\chi_y \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_{sdy}}{M_{ply}} < 1 \\ & \frac{640.589 \times 1,1}{0,48 \times 1768.25} + \frac{0.976 \times 14.661}{\frac{156.2}{1,1}} = 0,94 < 1 \end{aligned}$$

✓ **Profil HEA 450 admis avec réserve de résistance de 6%**

V.3.Vérification des poutres :

V.3.1. Les poutres (IPE450)

✓ **Vérification à la flexion :**

La résistance de la poutre à la flexion est déterminée à partir de :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

d'ou

$$W_{pl} \geq \frac{\gamma_{M0} \cdot M_{sd}}{f_y}$$

$$W_{M0} = 1,1$$

$$M_{sd} = 59.558 \text{ KN.m}$$

$$W_{pl.y} = 1702 \text{ cm}^3$$

$$\frac{\gamma_{M0} \cdot M_{sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 59.558 \times 10^3}{275} = 238.23 \text{ cm}^3$$

$$1702 > 238.23 \text{ (Vérifiée)}$$

Donc le profilé est admis

✓ **Vérification au cisaillement**

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma M_0 \sqrt{3}} \quad \text{Avec } A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f$$

Pour un profilé de HEA450 on a

$$A_v = 9882 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,60$$

$$A_v = 50.84 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{5084 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 733,81 \text{ KN}$$

La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$44.55 \text{ KN} \leq 269.91 \text{ KN}$$

D'après l'article 5.4.8 EC3 l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl}} = 0.33 < 0.5$$

Remarque

Nous constatons que l'effort tranchant $V_{sd} < 0.5 V_{pl.Rd}$ pour cela ceci est jugé faible et ne peut en aucun cas réduire la capacité plastique du moment ce dernier est prés tel qu'il est sont lui appliquer des coefficient de réduction.

✓ **Vérification au déversement**

La résistance en flexion de la poutre peut être limitée par le déversement de la membrure comprimée. L'examen de la répartition des moments fléchissant le long de la poutre montre qu'il existe deux zones qui correspondent à des distributions de moments fléchissant défavorable vis-à-vis du déversement. il s'agit du tronçon 1

Au voisinage du milieu de la travée (zone de moments positifs) et du tronçon2 (zone de moments négatifs), proche de l'appui extrême. la longueur entre points de maintien latéral de la membrure comprimée est $L=1.35\text{m}$

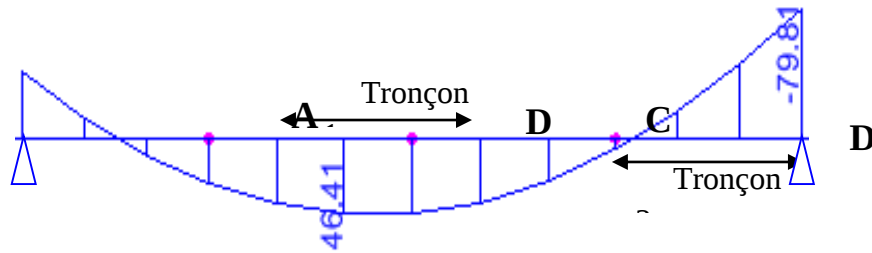


Figure V.4 : La distribution de moment fléchissant

D'après le tableau F.1.2 annexe F page 420, $K=1.0 \Rightarrow$

Vérification du tronçon 1

La distribution de moment fléchissant est donnée à la figure ci-dessus

$C_1=1.285$ (encastrement)

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25}}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right)^{0.25}}$$

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique sur y

$W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$

$I_z = 1676 \text{ cm}^4$

I_t : moment d'inertie de torsion

$$I_t = \frac{1}{3} (h \times t_w^3 + 2 \times b \times t_f^3) = 49,20 \text{ cm}^4$$

I_w : facteur de gauchissement

$$I_w = I_z \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 70870,84 \text{ cm}^4$$

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus. $L=3.35 \text{ m}$

$$\frac{G}{E} = 0,386$$

$$\left(\frac{W_{pl.y}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25} = 0.1989$$

$$\left(1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right)^{0.25} = \left(1 + \frac{1350^2 \times 11,97 \cdot 10^4}{\pi^2 \times 70870,84 \times 10^4} \times 0.386 \right)^{0.25} = 6,23$$

$$\lambda_{LT} = 36.32$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\pi \sqrt{E/f_y}} = \frac{36.32}{\pi \sqrt{210000/275}} = \frac{36,32}{86,81} = 0.4$$

$\lambda_{LT} = 0,40 \leq 0.4$ D'après l'article (§5.2.2.7 EC3) lorsque l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.

Vérification du tronçon 2

On prend le moment fléchissant au point E nul, soit $\psi = 0$ d'après annexe F

Tableau F.1.1 $\Rightarrow C_1 = 1,879$ Pour $K=1$ selon les même démarches de calcul que précédemment, on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{1350 \times 0,1989}{1,879^{0.5} \times 6,23} = 31,44$$

$$\lambda_{LT} = 31,44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\pi \sqrt{E/f_y}} = \frac{31,44}{86,81} = 0,36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36 < 0.4$, Il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement sur le tronçon 2

V.4.Vérification du système de contreventement

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

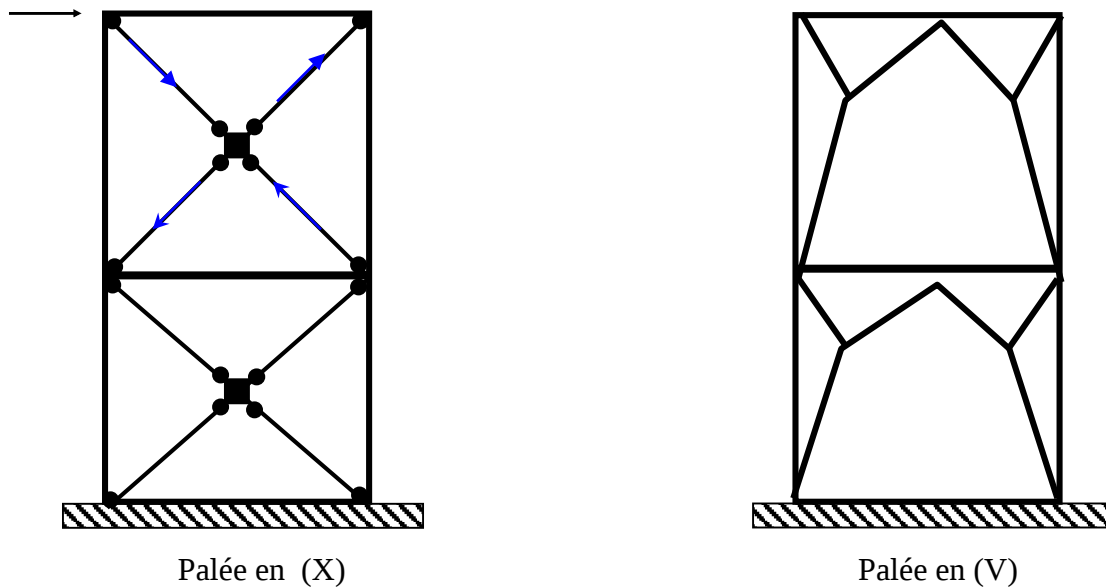


Figure V.5 : système de contreventement

Dans le cadre de cette étude on a utilisé des sections en 2UPN200et UPN200 qui sont de forme représentées ci-dessous tel que :

UPN200 $\Rightarrow$ palée en (V) ; 2UPN350 $\Rightarrow$ palée en(X)

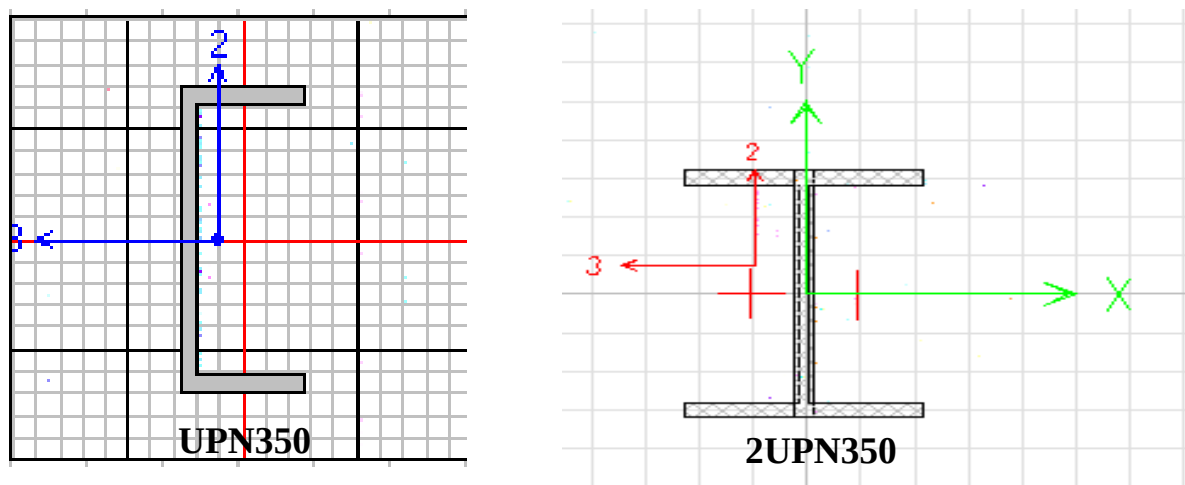


Figure V.6 : profilée UPN 350

V.4.1. Vérification des palées en (x) 2UPN350

Contreventement de file A

Caractéristique profilé	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$I_t \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{pl z} \text{ cm}^3$	$A_{brute} \text{ cm}^2$	$P_p \text{ kg/ml}$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
2 UPN350	3822.16	968.52		458.315	119.406	64.38	58.8	7.7	3.9

Tableau V.2 : Caractéristiques de 2 UPN 350

Vérification a la traction

Longueur d'une barre

$$l = \sqrt{(3.45)^2 + (5.4)^2} = 6.40m$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau RDC

$$N = N_{t_{sd}} = 298.661KN$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 64.38 \times \frac{27.5}{1.1} = 1609,5KN$$

$$298.661 < 1609.5 \Rightarrow N < N_{pl} \text{ (donc le profilé est vérifiée)}$$

V.5. CALCULE D'ASSEMBLAGE

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

V.6.FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont :

V.6.1. LE BOULONNAGE

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige. Filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau V.3: Classe de boulon

V.6.2. LE SOUDAGE

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

V.6.3. FONCTIONNEMENT PAR ADHÉRENCE

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

V.6.4. COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ (CHAP.6.1.2 – EUROCODE3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

V.6.5. COEFFICIENT DE FROTTEMENT (ART.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

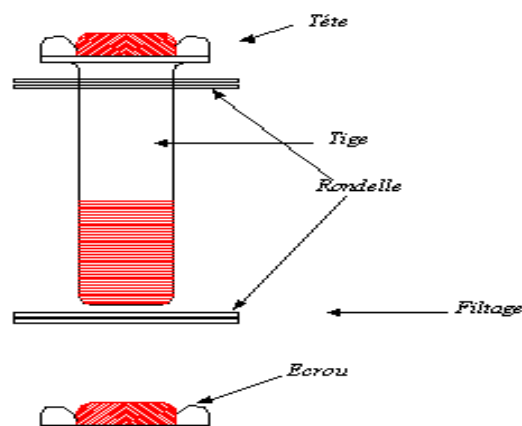


Figure V.7 : boulon

V.7.RÔLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

V.8.Calcul des assemblages

V.8.1. L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité :

Bloc A-B-C-D-E-F:

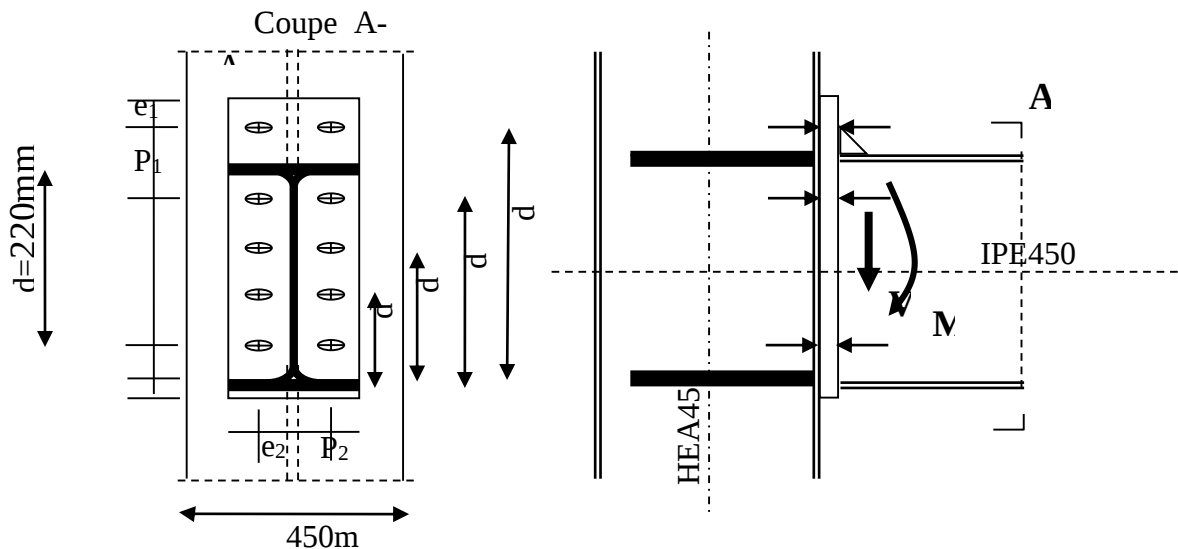


Figure V.8 : assemblage poteau poutre

L'assemblage fait par platine d'extrémité entre une poutre (IPE450) et un poteau (HEA 45).

$$M_{Sd} = 86037 N.m$$

$$V_{Sd} = 106,50 KN$$

L'espace des éléments d'attache

$$P_2=90\text{mm}$$

$$e_2=50\text{mm}$$

$$d_1=90\text{mm}$$

$$d_2=180\text{mm}$$

$$d_3=270\text{mm}$$

$$d_4=360\text{mm}$$

***Poteau HEA 450**

- $t_{fc} = 21 \text{ mm}$; $tw_c=11.5\text{mm}$; $t_r = 10 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur ; conge = $r = 27 \text{ mm}$)

***Poutre IPE 450**

- $t_{fb} = 14.6 \text{ mm}$ $tw_b=9.40\text{mm}$ $t_r = 10 \text{ mm}$ $r = 21 \text{ mm}$

- Détermination de diamètre des boulons :

$$F_p = 0,7 f_{ub} A_s \quad \text{Euro3 (art.6.5.8.2 (1))}$$

Calcul de A_s

$$M_{sd} = 86,037\text{KN.m} = 86037,00\text{KN.mm}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2} \leq n.F_p$$

$$\sum d_i^2 = 90^2 + 180^2 + 270^2 + 360^2 = 243000\text{mm}^2$$

$$N_1 = \frac{86,03 \times 10^3 \times 90}{243000} = 31.86\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{86,03 \times 10^3 \times 180}{243000} = 63.72\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{86,03 \times 10^3 \times 270}{243000} = 95.59\text{KN}$$

$$N_4 = \frac{86,03 \times 10^3 \times 360}{243000} = 127.45\text{KN}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N4)

Il faut vérifier $N_4 \leq nF_p$

n : nombre de boulons par rangée (n=2)

$$\Rightarrow N_4 \leq 5 \times 0,7 f_{ub} \times A_s$$

Les boulons utilisés sont des boulons M20 de classe 10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ (Euro3 ; art3.3.2.1 (3))

$$A_s \geq \frac{N_4}{n \cdot 0,7 f_{bu}} = \frac{127,45}{2 \times 0,7 \times 1} = 91,03 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre $\Phi=14 \text{ mm}$ ($A_s = 115 \text{ mm}^2$)

$$N_1 = 2F_p = 2 (0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 115 \times 100) = 161 \text{ kN}$$

• Moment résistant de l'assemblage

$$M_r = \frac{N_1 \cdot d_i^2}{d_4} = \frac{161 \cdot 243000}{360} = 108675,00 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 86030 \text{ KN.mm} \quad M_{sd} < M_r$$

$$M_r = 108675 \text{ KN.mm}$$

• Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{106,50}{10} = 10,650 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma M_s}$$

m=1(nombre d'interfaces de frottement)

$k_s=1,0$ (pour les trous à tolérances normales)

$\mu=0.3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma M_s=1.25$ (pour les trous de tolérances normales)

$$F_p=80.50 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 80.50}{1.25} = 19.32 \text{ KN}$$

$$(V_1=10,650) < (F_s=19.32)$$

- **Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$F_{rd} \geq F_{sd}$$

$$F_{rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} = 275 \times 7.5 \times \frac{314.60}{1.1} = 589.87 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{M}{h - t_{fb}} = \frac{860.37}{450 - 14.60} = 197.60 \text{ kN}$$

La Condition est vérifiée , il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur

- **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$F_{rd} \geq F_{sd}$$

$$F_{rd} = f_y \times t_{wc} \times \left[1.25 - 0.5\gamma_{M0} \times \frac{\sigma_N}{f_y} \right] \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} = 469.02 \text{ kN}$$

$$\sigma_N = \frac{V}{A} + \frac{M}{w_{yy}} \text{ (EC3)}$$

$$F_{sd} = \frac{M}{h - t_{fb}} = \frac{860.37}{450 - 14.60} = 197.60 \text{ kN}$$

La Condition est vérifiée

V.8.2. ATTACHE DIAGONALE UPN350- GOUSSET

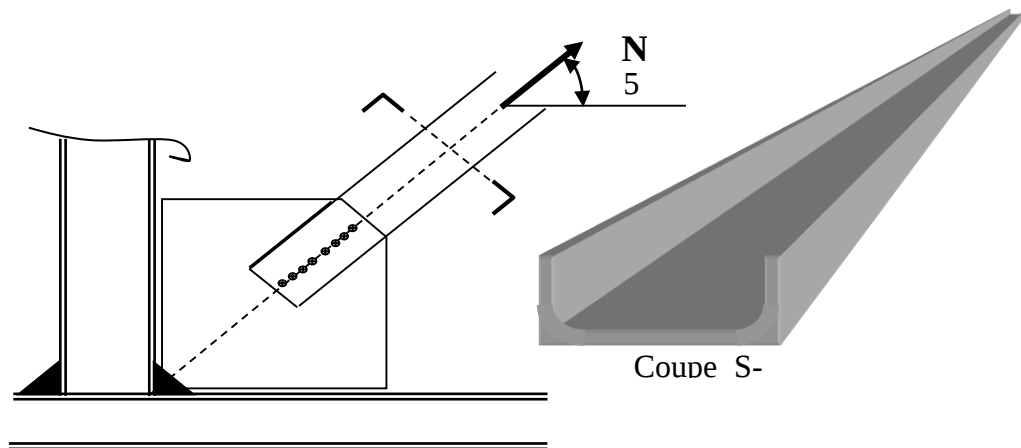


Figure V.9 : ATTACHE DIAGONALE UPN350- GOUSSET

La diagonale est constitué d'une section UPN350 reprenant un effort de traction

$F=404.116\text{kN}$; Gousset : $e= 10\text{mm}$

- Résistance au glissement

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 f_{ub} ' A_s$$

$$m=1$$

$$k_s=1,0$$

$$\mu=0.3$$

$$\gamma_{MS}=1.25$$

Boulons $\Phi 14$ ($A_s = 115 \text{ mm}^2$)

$$F_p=80.5\text{KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 80.50}{1.25} = 19.32 \text{ KN}$$

- **Résistance au Cisaillement**

$$F_v = 0,5 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_{Mb} \quad \text{boulons classe : 10.9}$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$F_v = 0,5 \times 1000 \times 115 / 1,25 = 46 \text{ KN}$$

- A_b est remplacé par A_s Si le cisaillement est sur la partie filetée.

- **Nombre de boulons**

$$F = 404,116 \text{ kN}$$

$$\text{Nombre de boulons : } n = 404,116 / 46 = 8,78 \cong 8 \text{ boulons}$$

$$\Rightarrow \text{On prend boulons } \Phi 14 \Rightarrow d_{tr} = 14 \text{ mm} \Rightarrow F_1 = 404,116 / 8 = 50,51 \text{ KN}$$

- **Vérification de pression diamétrale**

•

$$*F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$e_1 = 1,7d \approx 30 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2,5d = 40 \text{ mm}$$

EC3.tab6.5.4 p252

$$d_{tr} = 14 \text{ mm} \quad t = 10 \text{ mm (épaisseur de la platine d'extrémité)}$$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0,62; 0,58; 3,63; 1) \Rightarrow \alpha = 0,58$$

$$F_B = 2,5 \times 0,58 \times 275 \times 14 \times 10 / 1,25 = 55,825 \text{ KN} > F_1 = 50,51 \text{ KN. Vérifiée.}$$

V.8.3. Attache DIAGONALE 2UPN350- GOUSSET

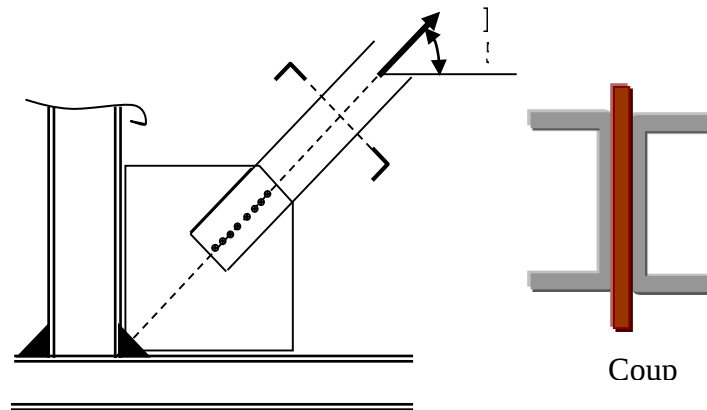


Figure V.9 : Attache DIAGONALE 2UPN350- GOUSSET

La diagonale est constitué d'une section UPN350 reprenant un effort de traction

$F=340,8256\text{kN}$; Gousset : $e= 10\text{mm}$

- **Résistance au glissement**

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$m=2$$

$$k_s=1,0$$

$$\mu=0.3$$

$$\gamma_{MS}=1.25$$

Boulons $\Phi 16$ ($A_s=157 \text{ mm}^2$)

$$F_p=109.9\text{KN}$$

$$F_s = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 109,9}{1.25} = 52.752\text{KN}$$

- **Résistance au Cisaillement**

$$F_v=0,5 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_{Mb} \quad \text{boulons classe : 10.9}$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$F_v=0,5 \times 1000 \times 157 / 1.25 = 62.8\text{KN}$$

- **Nombre de boulons**

$$F=340.825\text{kN}$$

Nombre de boulons : $n = 340.825 / 62.8 = 5.42 \approx 6$ boulons

⇒ On prend boulons $\Phi 16 \Rightarrow d_{tr} = 16\text{mm} \Rightarrow F_1 = 340.825 / 6 = 56.80\text{KN}$

• **Vérification de pression diamétrale**

$$F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$e_1 = 1.7d \approx 30\text{mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 45\text{mm}$$

EC3.tab6.5.4 p252

$$d_{tr} = 16\text{mm} \quad t = 10\text{mm} \text{ (épaisseur de la platine d'extrémité)}$$

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

$$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

$$f_u = 275\text{N/mm}^2$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.55; 0.58; 3.63; 1) \Rightarrow \alpha = 0.55$$

$$F_B = 2,5 \times 0.55 \times 275 \times 16 \times 10 / 1,25 = 48.4\text{KN} < F_1 = 56.8 \text{ KN. N'est pas Vérifiée.}$$

Dans ce cas on doit augmenter le diamètre des boulons

Soit les boulons de $\phi 18$

$$F_B = 2,5 \times 0.55 \times 275 \times 20 \times 10 / 1,25 = 60.5\text{KN} > F_1 = 56.8 \text{ KN. Vérifiée}$$

V.8.4. ATTACHE DE 2UPN SUR UN GOUSSET AU NIVEAU D'INTERSECTION :

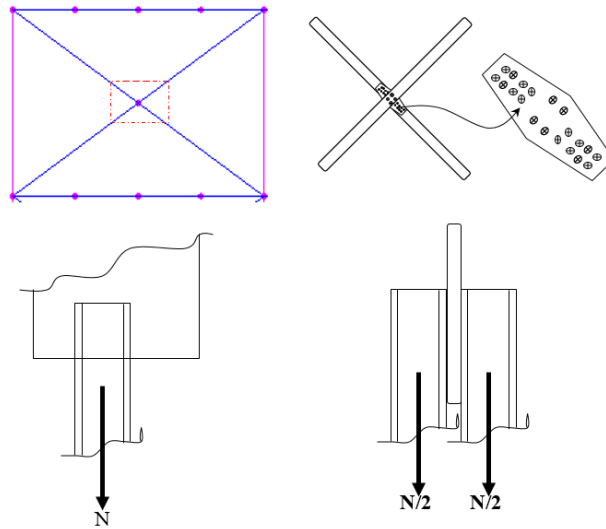


Figure V.10 : 4 Attache de 2UPN sur un gousset au niveau d'intersection :

- Résistance au glissement d'un boulon**

$$N_{Sd}=323.212 \text{ KN}$$

$$F_s = k_s \cdot \mu \cdot F_p / \gamma M_0$$

$$\text{Avec } F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Soit les boulons de $\phi 20$ classe 10.9 $\Rightarrow A_s=245\text{mm}^2$

$$F_p = 0,7 \cdot 1 \cdot 245 = 171.5\text{KN}$$

$$m=2$$

$$\mu = 0.3$$

$$F_s = 1 \times 0.3 \times 171.5 / 1.25 = 41.16\text{KN}$$

• **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_s} = \frac{323.212}{41.16} \approx 8$$

Le nombre de boulons $n=8$

• **Pression diamétrale**

$$F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb}$$

$$e_1 = 1.7d \approx 40\text{mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 55\text{mm}$$

$$d_{tr} = 20\text{mm}$$

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22\text{mm}$$

$$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

$$f_u = 275\text{N/mm}^2$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.66; 0.91; 3.63; 1) \Rightarrow \alpha = 0.66$$

$$F_B = 2,5 \times 0.66 \times 275 \times 22 \times 10 / 1,25 = 79.86\text{KN} > F_1 = 40.4\text{ KN. Vérifiée}$$

• **Vérification de la résistance des UPN**

Section brute :

$$A_B = 6438\text{ mm}^2$$

Section net :

$$A_N = 6438 - 8 \times 22 = 6262\text{mm}^2$$

Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{161606}{3220} = 50,18\text{MPa} < f_y = 275\text{MPa}$$

V.8.5. LIAISON POUTRE SOLIVE PAR UNE DOUBLE CORNIÈRE

L'assemblage de poutre solive réalisé à l'aide d'une double cornière (L90.60.6).il doit permettre de transmettre un effort tranchant V dans la sollicitation de calcul à l'état limite ultime $V_{sd}=8.22$ KN

1. Les cornières sont fixées sur l'âme de la solive à l'aide d'un cordon de soudure d'épaisseur $a=4$ mm
2. Les cornières sont fixées sur l'âme de la poutre à l'aide des boulons M16de classe 10.9

- **Cordon de soudure verticale**

On fait le calcul sur une seule cornière

La sollicitation dans le cordon verticale est :

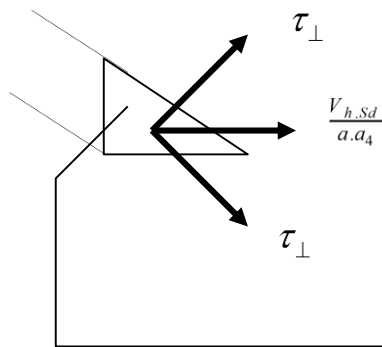


Figure V.10 : cordon de soudure vertical

$$V_{v.Sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{8.22}{2} = 4.11 \text{ KN}$$

La résistance du cordon vertical :(EC3.art.6.6.5 (3))

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma M_w} \text{ Avec } \beta_w = 0.8 \text{ et } \gamma M_w = 1.25$$

$$f_{vw.d} = \frac{275 / \sqrt{3}}{0.8 \cdot 1.25} = 158.77 \text{ N / mm}^2$$

- Effort résistant de la soudure

$$V_{w.Rd} = f_{vw.d} \times a \times a_2 = 158,77 \times 4 \times 120$$

$$V_{w.Rd} = 76,209KN$$

$$V_{w.Rd} \geq V_{w.Rd} = 4,11$$

- Cordon de soudures horizontales :

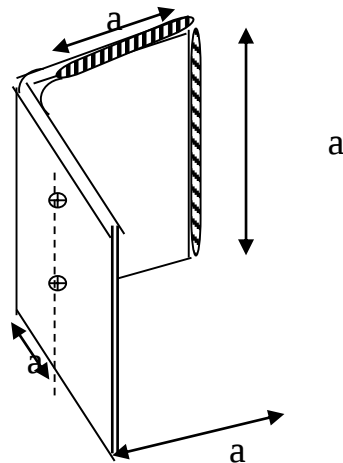


Figure V.10 : cordon de soudure horizontale

-Calcul des sollicitations :

Effort horizontal parallèle :

$$V_{h.Sd} = \frac{(V_{Sd} / 2) \cdot a_1}{a_2} = \frac{4,11 \cdot 90}{120} = 3.082KN$$

La contrainte correspondante

$$\tau_{\square} = \frac{V_{h.Sd}}{a \cdot a_4} = \frac{3082}{4 \times 75} = 10.27N / mm^2$$

V.9. ÉTUDE D'ANCRAGE

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercées sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton

V.10. LA PLATINE D'EXTRÉMITÉ

C'est un plat en acier rectangulaire soudé a la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges

D'ancrages scellés dans fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur

V.10.1. LES TIGES D'ANCRAGE

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

V.10.2. LA BÊCHE

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

V.10.3. CONTRE PLATINE

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. La contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

V.11. HYPOTHÈSE

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastré dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Choix des cordons de soudures

Poteau HEA450 ($h_c=440$ mm; $B=300$ mm; $t_f=21$ mm; $t_w=11.5$ mm)

Cordon semelle: $a_s=0.7t_f=0.7\times 21=14.7$ mm $\implies$ on prend $a_s=20$ mm

Cordon d'âme: $a_d=0.7t_w=0.7\times 11.5=8.05$ mm $\implies$ on prend $a_d=10$ mm

La largeur minimale de la platine h_{pmin} :

$h_{pmin}=2a_s+h_c=2\times 20+230=480$ mm $\implies$ on prend $h_p=500$ mm

V.12. CALCUL D'UN PIED DE POTEAU ENCASTRÉ

On a le poteau HEA450, encastré en pied, soumis à un effort normal pondéré centré de :

$N=1958,76$ KN $=195876$ daN

$M=7,70$ KN.m $=770$ daN.m

$T=16.63$ KN $=1663$ daN .m

Béton dosé à 350Kg/m^3 de ciment

V.12.1. CARACTÉRISTIQUE DES TIGES

Donc on adoptera des tiges avec des plaques d'ancrage

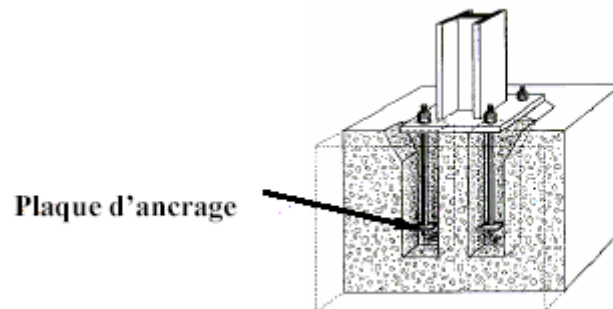


Figure V.11 : tiges des plaques d'ancrage

$$N_a = 0.1(1 + \frac{7g_c}{1000}) \frac{\phi l}{(1 + \frac{\phi}{d_1})^2}$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 350 kg/m³

Φ : diamètre de la tige lisse

L_1 : longueur de la tige lisse = 38.5 Φ

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques

(Sous $G+Q+1.2E$) = 195876 daN

d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche

Effort admissible par lige $d_1 = 700$ mm

$$N_a = 0.1(1 + \frac{7g_c}{1000}) \frac{\phi l}{(1 + \frac{\phi}{d_1})^2} \geq \frac{N}{4}$$

D'où l'on tire $1.48\Phi^2 - 1379.56\Phi + 33333 \geq 0$

Soit $\Phi \geq 25$ mm $\Longrightarrow$ pour notre cas on prend $\Phi = 30$ mm

On prend des tiges qui ont un diamètre $\varnothing 30$ mm. Section résistante $A_r = 561$ mm²

V.12.2. POSITIONNEMENT DE LA TIGE

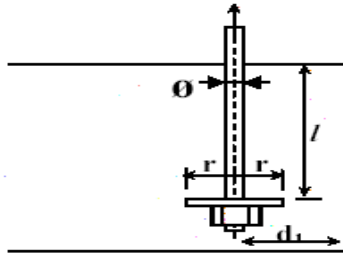


Figure V.12 : positionnement de la tige

$$\ell_1 = 20\phi = 20 \times 30 = 600mm$$

$$\ell_2 = 2\phi = 2 \times 30 = 60mm$$

$$d_1 = 150mm$$

Le poteau est sollicité en pied par effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de valeur

$$e = \frac{M}{N} = \frac{770}{195876} = 39,31cm$$

$D/6 = 40/6 = 6.7 \text{ cm} > e$ donc le centre de poussée se trouve à l'intérieur du tiers central de la section, la platine ne va pas soulevée ni à gauche ni à droite (tous les boulons sont sollicités à la compression).

V.12.3. V.12.4 VÉRIFICATION DES GOUJONS À LA TRACTION :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{\ell - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{195876}{2204} \cdot \frac{(500 - 450 + 93,33)}{356,67}$$

$$\sigma_a = 10.01 daN / cm^2$$

$$1,25\sigma_a = 125.19MPa < f_y = 275MPa$$

❖ Effort de traction sollicitant les boulons gauches

$$T = A \cdot \sigma_a = 5610 \text{ daN}$$

- ❖ Effort de compression sollicitant le béton sous la platine

$$\sigma_b = 78,20 \text{ KN}$$

$$C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$$

$$C = 0,5 \times 50 \times 49 \times 78,20 = 95795 \text{ KN}$$

V.12.4. CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :

$$M = \sigma_a \times 6 \times A = 1001 \times 6 \times 5.61 = 33693.66 \text{ daN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 \times 33693.66}{50 \times 27500}} = 38.34 \text{ mm}$$

On prend $e = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$

Remarque :

L'article 8.4.3.2 de l'RPA 99/2003 exige de calculer les assemblages avec une majoration de 50% par rapport à l'effort sismique calculer.

V.13. Conclusion

La vérification des éléments résistants et le calcul d'assemblage sont des étapes cruciales pour garantir la sécurité et la durabilité des structures. En assurant que chaque composant peut supporter les charges et les contraintes auxquelles il sera soumis, et en optimisant les assemblages pour une répartition efficace des efforts, on minimise les risques de défaillance. Cette démarche rigoureuse permet de concevoir des structures robustes, fiables et conformes aux normes en vigueur, tout en optimisant l'utilisation des matériaux et en réduisant les coûts. En conclusion, une vérification minutieuse et un calcul précis des éléments résistants et des assemblages sont essentiels pour assurer la pérennité et la sécurité de toute construction.

ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure regroupe tous les éléments destinés à supporter les charges de la superstructure et à les transmettre au sol, garantissant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Elle vise également à limiter les tassements différentiels et à réduire les déplacements causés par les forces horizontales.

VI.2. Les fondations

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, vers laquelle sont transférées toutes les charges supportées par l'ouvrage. Ainsi, elle constitue une composante fondamentale de l'ouvrage.

Fonctions des fondations :

Les fondations sont des éléments structurels essentiels qui transmettent au sol les efforts exercés par la structure. En général, un élément spécifique de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : une charge verticale centrée, dont il est important de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale, résultant notamment de l'action du vent ou des séismes, dont la grandeur et la direction peuvent varier.
- Un moment, dont la grandeur est variable et qui peut s'exercer dans divers plans.

En raison de ces sollicitations, la conception des fondations doit garantir la cohérence du projet en tenant compte du site, du sol, de l'ouvrage et de l'interaction sol/structure.

VI.2.1. Calcul des fondations

Afin de garantir à la fois la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en compte plusieurs éléments : la charge supportée par l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage, et les différentes données fournies par le rapport de sol. Le choix de la fondation commence généralement par un radier, avec une vérification à chaque étape du processus. On suppose que l'effort normal transmis de la superstructure aux fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.2.2. Radier générale

Un radier est une dalle pleine construite sous toute la surface de la structure. Cette dalle peut être massive, avec une grande épaisseur, ou nervurée, où elle est plus mince mais renforcée par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, nous choisirons un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier correspond à la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

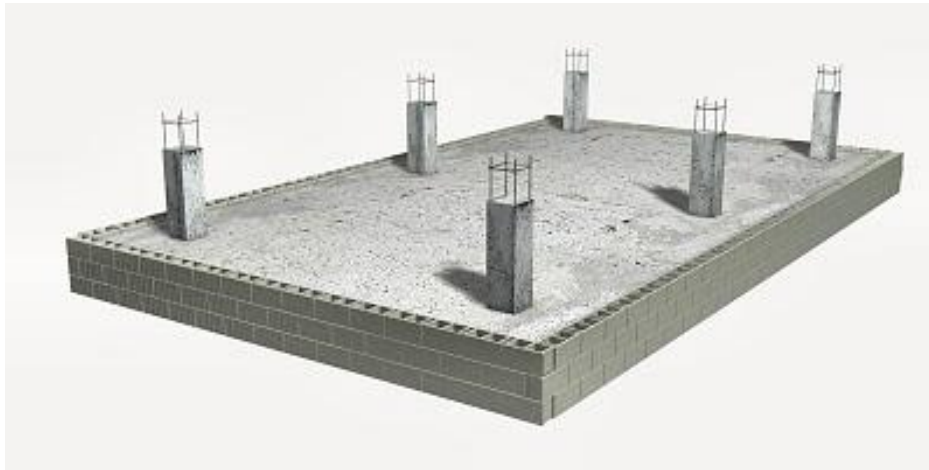


Figure VI.1:
schema d'un raider

VI.2.2.1. Predimensionnement de radier du bloc B

Il s'agit de déterminer les dimensions approximatives du radier afin de garantir qu'il pourra efficacement distribuer les charges de la superstructure au sol de manière sécurisée et stable.

- **La dalle**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = 7.35m \text{ alors } h_d \geq 0.3675 m$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis.

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

- **La surface de radier**

On a E.L.S

On a E.L.S

$N_{ser} = 68824,79 \text{ kN}$ (à partir du logiciel ETABS)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel ETABS

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 68824,79 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 275,30 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 1375,55 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{necessaire}} = 275.30 < S_{\text{batiment}} = 1375.55$$

Donc la surface de radier égale à la surface du bâtiment.

VI.2.2.2. Vérifications

VI.2.2.2.1. La contrainte de cisaillement

D'après le règlement CBA93, On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}.$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant ultime

$$T_u = \frac{q_u}{2} \times L_{\text{max}} \rightarrow \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times L_{\text{max}}$$

$$N_u = N_u + 1,35 \times \text{Poids (radier)} = 109117,80 \text{ kN}$$

L : la longueur maximale d'une bande de 1m, $L=7,35\text{m}$.

$$T_u = \frac{109117,80 \times 1 \times 7,35}{1375,55 \times 2} = 291,52 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{291,52 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 0,81 = 0,81 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

VII. Vérification de l'effet sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$\text{On doit vérifier : } W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

La charge permanente totale transmise au pied des poteaux et des voiles est de :

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 91426,87 \text{ kN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$).

h : Profondeur ($h=2,00 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 1375,55 \text{ m}^2$)

$$h_s = 1,5 \times 10 \times 2,00 \times 1375,55 = 41266,50 \text{ kN} < W = 91426,87 \text{ kN}.$$

Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.2.2.2.2. Au non poinçonnement

D'après CBA93 [6] (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau ou voie le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du s/sol (65x65)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$N_u = 3618.28 \text{ kN}$$

$$\mu_c = 2[(a + b) + 2h] = 2[(65 + 65) + 2 \times 100]$$

$$\mu_c = 660 \text{ cm}$$

$$N_u = 3618.28 < Q_c = 4950 \text{ kN} \text{ Vérifie}$$

Alors on opte pour **$h_d = 40 \text{ cm}$ et $h_r = 100 \text{ cm}$**

Caractéristiques géométriques du radier :

❖ Position du centre de gravité :

$$XG = 22,25 \text{ m.}$$

$$YG = 15,25 \text{ m.}$$

❖ Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 116184,375 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 107579,540 \text{ m}^4.$$

VI.2.2.2.3. Les contraintes sous radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

1- Sollicitation du premier genre : (a ELS)

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{68824,79}{1375,55} = 50,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 50,03 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\sigma_1 = \frac{N}{s_{rad}} + \frac{M}{I} V \quad \sigma_2 = \frac{N}{s_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$.

M : est le moment de renversement.

$$\begin{cases} M_{xu} = 1908900.72 \text{ kNm} \\ M_{yu} = 2795100.00 \text{ kNm} \\ N_u = 127260.05 \text{ kN} \end{cases}$$

• ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	98,27	86,77	95,40
Sens y-y	101,61	83,43	97,06
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=375$	$\sigma_2^{\min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$
Observation	Oui	Oui	Oui

Tableau VI 1: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

• ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	78,75	55,00	72,82
Sens y-y	85,66	48,10	76,27
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=375$	$\sigma_2^{\min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$
Observation	Oui	Oui	Oui

Tableau VI 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

• Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$\text{E.LU} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 97,06 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 76,27 \text{ kN/m}^2$$

VI.2.2.3. Ferrailage de raider

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

- **Ferrailage de la dalle du radier :**

a) Les efforts :

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :	Moment sur appuis :	Panneau intermédiaire	Moment sur appuis
Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appuis de rive) $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autres appuis)	Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_x$ $M_{ty} = 0,75 M_y$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Tableau VI.3: détermination les moments.

1) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

Valeur de la pression sous radier :

E.L.U : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 97,06 \text{ kN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 76,27 \text{ kN/m}$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$L_x = 6,00 \text{ m}$.

$L_y = 8,00 \text{ m}$.

$$\frac{6,00}{8,00} = 0,75 \leq 1$$

On a le rapport des panneaux $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. On

applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

➤ **Calcul des moments :**

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

$$\alpha = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,062 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 216,63 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 110,26 \text{ kNm}$$

Moments en travées : (panneau intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 162,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 82,70 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 108,32 \text{ kN.m} \text{ (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 55,13 \text{ kN.m} \text{ (appui intermédiaire)}$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,068 \\ \mu_y = 0,643 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 186,71 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 120,05 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 140,03 \text{ kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 93,35 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 90,04 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,5 M_y = 60,03 \text{ kNm} \end{cases}$$

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	162,47	0,094	0,123	34,76	14,03	9T20	28,26	10
	y-y								
Appui	x-x	108,32	0,062	0,081	35,18	9,19	9T16	18,08	10
	y-y								

Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier.

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

• **Vérifications nécessaires**

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	140,03	28,26	4,84	15	165,02	201,63	vérifiée
	y-y							
Appuis	x-x	93,35	18,078	3,22	15	110,01	201,63	vérifiée
	y-y							

Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

- Schéma de ferrailage

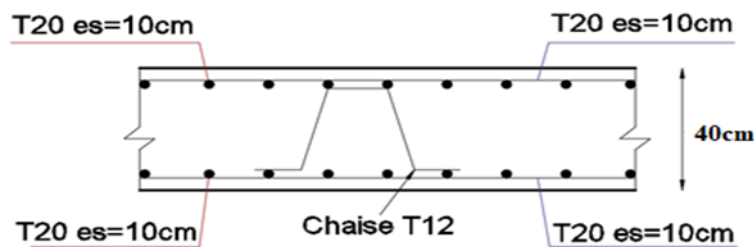


Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI.2.3. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues, encastré à la base et semi-encastré sur les trois autres côtés :

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure
- Semi-encastrement : au niveau des poteaux et poutres

Ce voile est soumis à un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

Calcul du voile périphérique

➤ Calcul du voile périphérique

Pour augmenter la rigidité de la partie enterrée de la construction (sous-sol) et pour absorber les efforts de poussée des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, renforcé par un double quadrillage d'armatures. L'épaisseur doit être supérieure à 15 cm. Pour notre voile, nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, avec un pourcentage minimum d'armatures de 0,1 % dans les deux directions (horizontale et verticale).

Pour augmenter la rigidité de la partie enterrée de la construction (sous-sol) et pour absorber les efforts de poussée des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, renforcé par un double quadrillage d'armatures. L'épaisseur doit être supérieure à 15 cm. Pour notre voile, nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, avec un pourcentage minimum d'armatures de 0,1 % dans les deux directions (horizontale et verticale).

➤ Détermination des sollicitations

Le voile sera modélisé avec le logiciel ETABS, et sera soumis à la poussée des terres au repos ainsi qu'à la poussée due à une surcharge de $2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

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

Q : surcharge d'exploitation, $Q = 2,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

γ : Poids spécifique du sol, $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol, $\varphi = 30^\circ$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

γ (kN/m ³)	φ °	K_0	h (m)	p (kN/ml)
18	30	0,5	3,06	27,54

Tableau VI.6: Calcul de la poussée des terres.

VI.2.3.1. Calcul des forces de poussée sur le mur

➤ Poussée due au poids des terres

Cette charge est variable, selon la hauteur du voile $P_1 = k_0 \cdot \gamma \cdot z$

$0 < Z < 1,02$ m

$$P_1 (z = 0) = 0$$

$$P_1 (z = 1,02) = 0,50 \times 18 \times 1,02 = 9,18 \text{ kN/m}^2$$

$1,02 < Z < 2,04$ m

$$P_1 (z = 2,04) = 0,50 \times 18 \times 2,04 = 18,36 \text{ kN/m}^2$$

$2,04 < Z < 3,06$ m

$$P_1 (z = 3,06) = 0,50 \times 18 \times 3,06 = 27,54 \text{ kN/m}^2$$

➤ Poussée due à la surcharge :

$0 < Z \leq 3,06$ m :

$$P_s = Q \cdot K_0 = 2,5 \times 0,50 = 1,25 \text{ kN / ml}$$

➤ Charge à ELU :

$$M_{11} \text{ max} = 15,819 \text{ kN.m (sens horizontal)}$$

$$M_{22} \text{ max} = 20,571 \text{ kN.m (sens vertical)}$$

Charge à E.L.S :

$$M_{11} \text{ max} = 11,624 \text{ kN.m (sens horizontal)}$$

$$M_{22} \text{ max} = 15,034 \text{ kN.m (sens vertical)}$$

VI.2.3.2. Calcul du ferrailage du voile périphérique

Ferrailage $b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=5\text{cm}$:

Ferrailage horizontal :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration préjudiciable, pour une bande de section $(100 \times 20) \text{ cm}^2$

Le calcul de ferrailage se fait avec logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 2,05 \text{ cm}^2$$

➤ Section minimale d'armature :

Le RPA99 / version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1 % de la section dans les deux sens sera disposée en deux nappes.

$$A = 0,1 \% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour un ferrailage de **6T12 = 6,79 cm²** avec un espacement de 20 cm.

Ferrailage vertical :

Le calcul de ferrailage se fait avec logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } A_s = 2,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour un ferrailage de **6T12 = 6,79 cm²** avec un espacement de 20 cm.

VI.2.3.3. Vérification à ELS

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau) $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right) \rightarrow \min (266,66 ; 215,55) \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$M_s \text{ max} = 11,624 \text{ kN.m (sens horizontal)}$$

$$\sigma_{st} = 105,1$$

Condition	Observation
$\sigma_{st} = 105.1 < \overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$	Vérifie
$\sigma_{bc} = 2.79 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Vérifie
$\sigma_{st} = 135.90 < \overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$	Vérifie
$\sigma_{bc} = 3.6 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Vérifie

Tableau VI.7: vérification des conditions

VI.3. Conclusion

En conclusion, l'étude de la semelle isolée a démontré son efficacité en tant que solution de fondation dans divers contextes de construction. Grâce à une distribution optimale des charges, la semelle isolée assure la stabilité et la durabilité des structures qu'elle supporte. Les analyses ont confirmé que les matériaux utilisés, tels que le béton armé, répondent aux exigences de résistance et de sécurité. De plus, la conception de la semelle isolée permet de minimiser les contraintes sur le sol, réduisant ainsi les risques de tassement différentiel. En somme, la semelle isolée représente une option fiable et performante pour les fondations, combinant robustesse et adaptabilité aux différentes conditions géotechniques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

En conclusion, ce projet de fin d'étude, intitulé "Étude d'un centre commercial en charpente métallique avec deux sous-sols en béton armé", a permis de démontrer la faisabilité et les avantages de combiner ces deux types de structures pour répondre aux exigences complexes d'un bâtiment commercial moderne.

L'utilisation de la charpente métallique pour la superstructure s'est avérée particulièrement bénéfique en termes de rapidité de construction, flexibilité architecturale et optimisation des coûts. La légèreté de la charpente métallique, associée à sa capacité à supporter des charges importantes, en fait un choix idéal pour la superstructure d'un centre commercial.

D'autre part, les sous-sols en béton armé ont offert une solution robuste et durable, capable de résister aux forces latérales et verticales, assurant ainsi la stabilité et la sécurité du bâtiment. Le béton armé est également réputé pour sa longévité et sa résistance aux agressions extérieures, ce qui en fait un matériau de choix pour les fondations et les sous-sols.

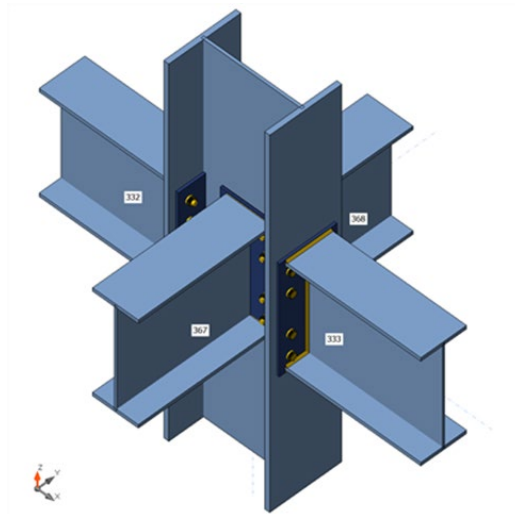
L'étude a également inclus des analyses techniques détaillées, des simulations et des calculs structuraux, démontrant la solidité et la viabilité économique du projet. Ces analyses ont permis de confirmer que les choix de conception respectent les normes de sécurité et de durabilité en vigueur.

En somme, ce projet a illustré comment une conception bien pensée et une utilisation judicieuse des matériaux peuvent aboutir à la réalisation d'un centre commercial moderne, sûr, durable et économique. Il s'agit d'une contribution significative au domaine de l'ingénierie et de l'architecture, et il ouvre la voie à de futures recherches et innovations dans la conception de structures complexes.

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Règles de conception et de calcul des structures en acier "**CCM 97**";(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- 2- EC 3
- 3- Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ;
RÈGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- 4- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- 5- Le **BAEL99**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- 6- CBA 93
- 7- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- 8- Cours charpente métallique 1 et 2, **Mme Boukezzi**.
- 9- Cours calcul d'ouvrage **Mme Oumoussa**.
- 10- École nationale supérieure des travaux publics ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.

AnnexeA



1- Cross-sections

Name	Material
1 - HEA450	S275
2 - IPE450	S275

2- Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M16 10.9	M16 10.9	16	1000.0	201

3- Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ELU	281	1737.3	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.2
	332	0.0	0.0	-178.0	0.0	-208.9	0.0
	333	0.0	0.0	-178.4	0.0	209.9	0.0
	367	0.0	0.0	-40.5	0.0	-44.0	0.0
	368	0.0	0.0	-39.8	0.0	43.4	0.0
	281	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

4- Code settings

Item	Value	Unit	Reference
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated α_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

5- IPE

Poutrelles I européennes (suite)

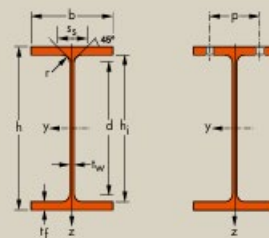
Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM
Tolérances: EN 10034: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe I

European I beams (continued)

Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard
Tolerances: EN 10034: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass I

Europäische I-Profile (Fortsetzung)

Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard
Toleranzen: EN 10034: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe I



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ³	h ₁ mm	d mm	Ø mm	P _{min} mm	P _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

6- HE

Poutrelles européennes à larges ailes (suite)

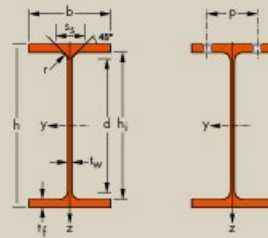
Dim. HE A, HE B et HE M 100 - 1000 conformes à la norme européenne EU 53-62; HE 1000 avec $G_{40} > G_{400}$ conformes à ASTM A 6/A 6M - 07
HE C conformes à PN-H-93452: 2005; HE AA 100 - 1000 suivant norme AM
Tolérances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900 HE 1000 AA-M
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 avec $G_{40} > G_{400}$
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European wide flange beams (continued)

Dim. HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with former standard EU 53-62; HE 1000 with $G_{40} > G_{400}$ in accordance with ASTM A 6/A 6M - 07
HE C in accordance with PN-H-93452: 2005; HE AA 100-1000 in accordance with AM standard
Tolerances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900 HE 1000 AA-M
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 with $G_{40} > G_{400}$
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

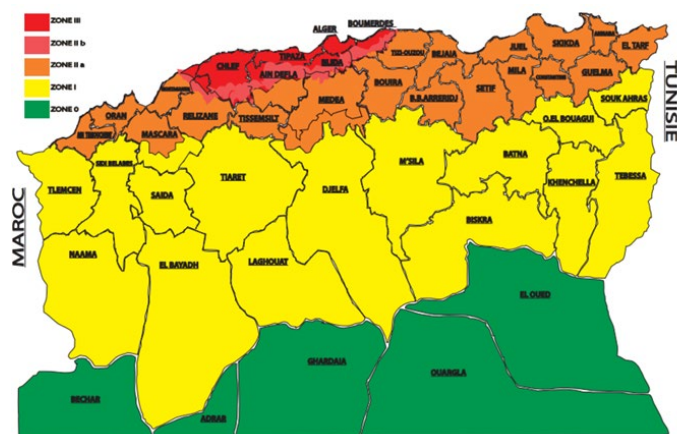
Europäische Breitflanschräger (Fortsetzung)

Abmessungen: HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß früherer Norm EU 53-62; HE 1000 mit $G_{40} > G_{400}$ gemäß ASTM A 6/A 6M - 07
HE C gemäß PN-H-93452: 2005; HE AA 100-1000 gemäß AM Standard
Toleranzen: EN 10034: 1993 HE 100 - 900 HE 1000 AA-M
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 mit $G_{40} > G_{400}$
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h ₁	d	Ø	p _{ext}	p _{int}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

1- Zone sismique selon RPA 99/2003



2- Coefficient d'accélération sismique

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	<i>Ouvrages d'importance vitale :</i> Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	<i>Ouvrages de grande importance :</i> Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	<i>Ouvrages courants :</i> Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	<i>Ouvrages de faible importance :</i> Hangars

3- Coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

4- Coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

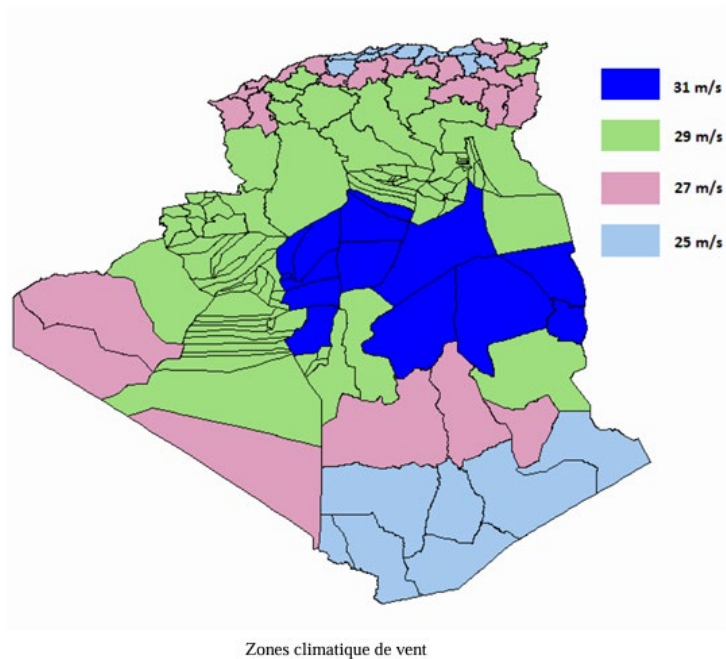
5- Coefficient de comportement

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

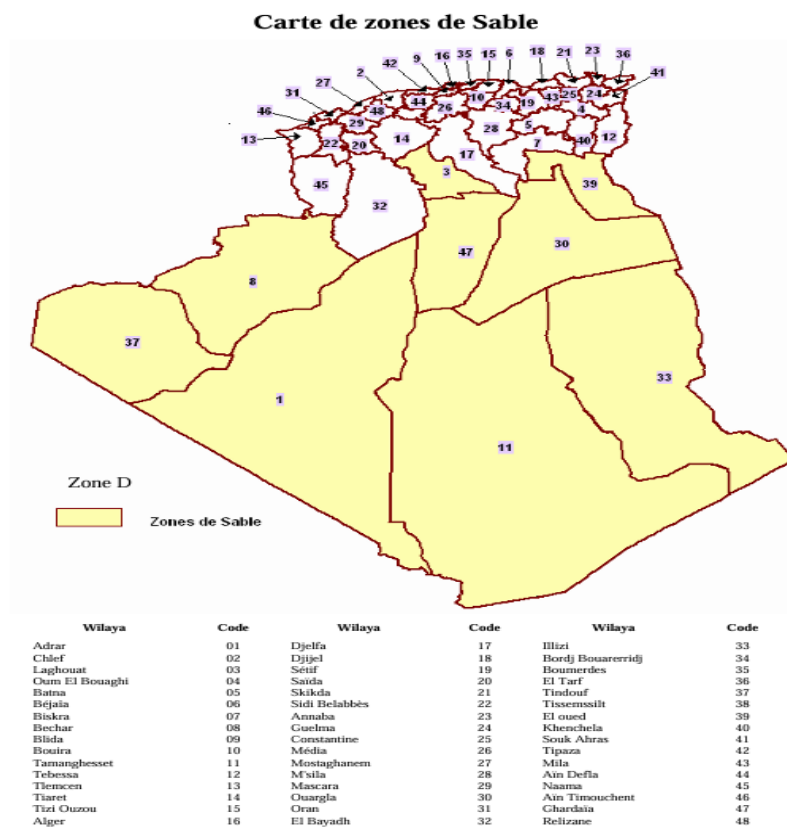
1- Zone de vent

CODE	WILAYA	Zone de vent
01	ADRAR	I
	Commune de TIMIAOUINE	
	Commune de BORDJ BADJI MOKHTAR	II
	Toutes les autres communes	III
02	CHLEF	II
03	LAGHOUAT	III
04	OUM EL BOUAGHI	II
05	BATNA	II
06	BEJAIA	I
07	BISKRA	III
08	BECHAR	
	Toutes les communes à l'exception de la commune de TEBALBALA	III
	Commune de TABELBALA	II
09	BLIDA	I
10	BOUIRA	II
11	TAMANGHASSET	
	Commune de : FOUGGARAT EZ ZOUAIA	IV
	Commune de: IN SALAH, IN GHAR,	III
	Commune de : IDLES, IN AMGAL	II
	Toutes les autres communes	I
12	TEBESSA	II
13	TLEMCEN	II
14	TIARET	III
15	TIZI OUZOU	I
16	ALGER	I
17	DJELFA	III
18	JIJEL	I
19	SETIF	II
20	SAIDA	III
21	SKIKDA	II
22	SIDI BEL ABBES	II
23	ANNABA	III
24	GUELMA	II

2-zone climatique en Algérie

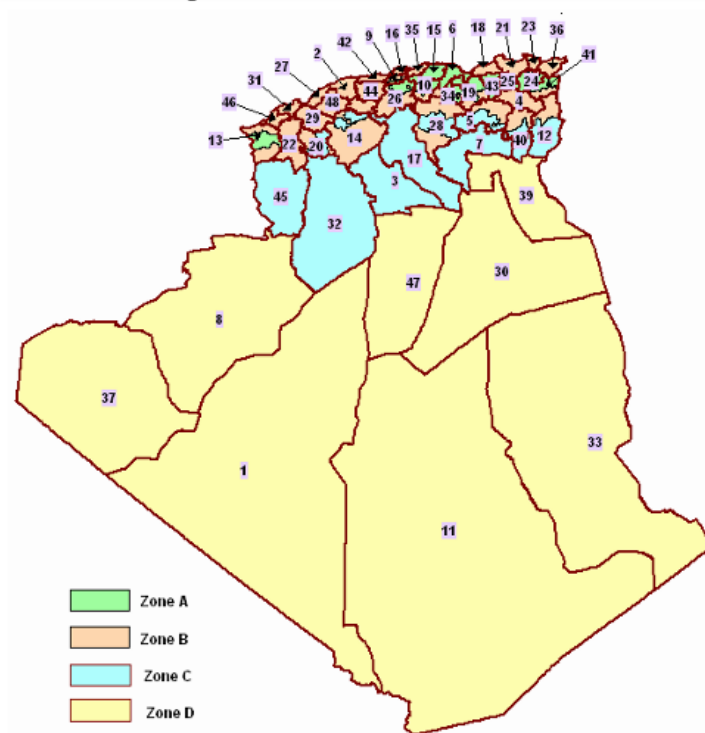


3-zone de sable



4-zone de neige

Carte de zones Neige



Wilaya	Code	Wilaya	Code	Wilaya	Code
Adrar	01	Djelfa	17	Illizi	33
Chlef	02	Djijel	18	Bordj Bouareridj	34
Laghouat	03	Sétif	19	Boumerdes	35
Oum El Bouaghi	04	Saïda	20	El Tarf	36
Batna	05	Skikda	21	Tindouf	37
Béjaïa	06	Sidi Belabbès	22	Tissemsilt	38
Biskra	07	Annaba	23	El oued	39
Bechar	08	Guelma	24	Khenchela	40
Blida	09	Constantine	25	Souk Ahras	41
Boulra	10	Média	26	Tipaza	42
Tamanghasset	11	Mostaghanem	27	Mila	43
Tebessa	12	M'sila	28	Ain Defla	44
Tlemcen	13	Mascara	29	Naama	45
Tiaret	14	Ouargla	30	Ain Timouchent	46
Tizi Ouzou	15	Oran	31	Ghardaia	47
Alger	16	El Bayadh	32	Relizane	48