



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURE

Thème :

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE BASEE SUR LA METHODE
DE DEPLACEMENT

PRESENTE PAR :

FETHALLAH CHAHINEZ

BELRABA SIHAME

SOUTENU LE : 22/06/2023

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : MOUSSI.W

EXAMINATEUR : LAZIZI. A

ENCADREUR : SAID ABDERRAHMANE

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je remercie avant tout le Dieu de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Au terme de mon travail, je tiens à remercier très sincèrement mon encadreur **Monsieur SAID Abderrahmane** pour tous les conseils, supports et l'aide qui m'a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.

Je remercie également le président et les membres du Jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de juger mon mémoire.

Enfin, mes remerciements à tous mes amis, mes collègues qui m'ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire

DEDICACE

C'est avec une profonde gratitude que je dédie ce laborieux travail à ceux qui sont
chers :

Mes Parents en premier lieu dont aucune dédicace ne puisse exprimer tout le respect et
l'amour que je ressens envers eux, pour votre affection, dévouement et
encouragements, je vous remercie chaleureusement.

Mes frères et sœurs, et spécialement ma grande sœur, j'en aurais long et beaucoup à
dire, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de te dire merci.

A mon encadreur qui m'a orienté et aidé chaque fois sans hésitation, Mr. Dr. SAID
Abderrahmane

Mes Amis « DOUNIA, ACHWAK, FATIMA » Vous méritez un million de
remerciements et tous les câlins que je peux vous faire

Ainsi à ceux qui m'ont aidé et soutenu dans ce projet, et qui m'ont permis de surpasser
lors de chaque épreuve...

Un grand MERCIÉ.....

FETHALLAH CHAHINEZ KHADRA

Dédicace :

Je dédie cet ouvrage :

A ma chère mère 'KHEIRA', mon cher père 'DJILALI', qui n'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A mon chère marie ALI, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect, qui n'ont pas cessée de me conseiller et qui n'a jamais dit non à mes exigences.

A mes chères frères 'MOHAMED', 'MAHREZ' et 'AMINE', mes chères sœurs 'DJALILA', ' FARAH' et ' SAFAA', pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mon cher grand-père ' ATAA ALLAH' qui je les souhaite une bonne santé.

A ma belle-mère ' HOUARIA ', pour l'encouragement et le soutien qui m'ont aidé à accomplir ce merveilleux travail.

A mon amie 'NESSRINE ', qui m'ont aidé, orienté, et supporté dans les moments difficiles, pour ses indéfectibles soutiens et sa patience infinie.

A mes chères amies, à toute ma famille, à tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Résumé :

Le degré et la fiabilité des résultats de conception sismique est l'un des défis les plus importants auxquels sont confrontés les chercheurs et les ingénieurs, en particulier dans les projets spéciaux et stratégiques, en raison du fait que les méthodes classiques actuellement utilisées ne reflètent pas fidèlement et de manière réaliste le comportement du bâtiment en raison du séisme de nature dynamique et complexe. Ce projet de mémoire de fin d'études vise à mettre en évidence l'un des nouveaux moyens novateurs de conception sismique basée sur le déplacement et son adoption dans la conception d'un bâtiment industriel en béton armé construit dans une zone de forte sismicité. Ce processus est suivi de la comparaison et de la poursuite des résultats de cette méthode avec les résultats de la méthode classique tels que, coefficient d'amortissement, coefficient de comportement, valeurs d'effort tranchant à la base, moment sismique et valeurs d'armatures longitudinales de divers éléments essentiels tels que les poteaux et les poutres. En utilisant les nouveaux règlements de calcul RPA99 V 2003 et les recommandations de la référence [1].

Mots-clés : fiabilité de la conception sismique, conception basée sur la force, conception basée sur le déplacement, bâtiment industriel, séismes.

المخلص:

تعد درجة وثوقية نتائج التصميم الزلزالي أحد أبرز التحديات التي تواجه الباحثين والمهندسين خصوصا في المشاريع الخاصة والاستراتيجية، وذلك لكون الطرق الكلاسيكية المستخدمة حاليا لا تعكس بصورة صحيحة وواقعية سلوك المباني جراء التحريض الزلزالي ذو الطبيعة الديناميكية المعقدة. يهدف مشروع مذكرة التخرج هذا إلى تسليط الضوء على احدى الطرق المبتكرة حديثا في مجال التصميم الزلزالي القائمة على الانتقال واعتمادها في تصميم مبنى صناعي من الخرسانة المسلحة مشيد في منطقة زلزالية عالية الشدة. يلي هذه العملية مقارنة ومحاكاة نتائج هذه الطريقة مع نتائج الطريقة الكلاسيكية كمقدار الدور التصميمي، معامل التخادم، معامل المطاوعة، قيم القص القاعدي، مقدار عزوم الانقلاب الزلزالي وقيم التسليح الطولي لمختلف العناصر الأساسية كالأعمدة والروافد. تمت الاستعانة بشكل عام في إجراء هذه الدراسات إلى كود التصميم الزلزالي RPA99 وV 2003 وإلى توصيات المرجع [1].

الكلمات المفتاحية: وثوقية التصميم الزلزالي، التصميم المعتمد على القوة، التصميم المعتمد على الانتقال، مبنى صناعي، زلازل.

Abstract:

The degree and reliability of seismic design results is one of the most significant challenges facing researchers and engineers, especially in special and strategic projects, due to the fact that the classical methods currently used do not accurately and realistically reflect building behavior due to seismic induction of a dynamic and complex nature. This graduation thesis aims to highlight one of the newly innovative methodologies of seismic displacement-based design and its adoption in the design of an industrial building of reinforced concrete constructed in a high-seismicity zone. This process follows a comparison of the results of this method with the results of the classic method such as design displacement, damping factor, reduction factor, base shear values, seismic moments and longitudinal reinforcing values of various essential elements such as columns and beams. The overall use of these studies was made of the seismic design code RPA99 V 2003 and the reference's recommendations.(1)

Keywords: seismic design reliability, force-based design, displacement-based design, industrial building, earthquakes.

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	I
Sommaire	II
Liste des tableaux.....	III
Listes des figures	IV
Introduction générale.....	01

CHAPITRE I :

I.1	Introduction :	4
I.2	Présentation de l'ouvrage :	4
I.3	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	4
I.4	Eléments constituant de la structure :	6
I.5	Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.5.1	Le béton : c'est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des	6
I.5.1.1	Caractéristique mécanique du béton :	7
I.5.1.2	Contraintes limites.....	7
I.5.1.3	Module d'élasticité.....	8
I.5.1.4	Diagramme contraintes déformations :	8
I.5.2	Les aciers :	9
I.5.2.1	Caractéristiques des aciers utilisés	9
I.5.2.2	Module d'élasticité longitudinal :	9
I.5.2.3	Diagramme contrainte déformation :	9
I.5.2.4	Diagramme contrainte déformation de calcul	10
I.5.2.5	Limite d'élasticité :	11
I.5.2.6	La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S	11

CHAPITRE II:

II.1	Introduction :	13
II.2	Prédimensionnement des poutres :	13
II.2.1	Poutre verticale :	13
II.2.2	Poutre murale :	14
II.2.3	Poutre horizontale :	15
II.2.4	Poutre tirant :	15
II.2.5	Suspente :	16
II.2.6	Poteaux :	16
II.3	Descente de charges :	16

II.3.1	Introduction :	16
II.3.2	Déterminations des charges appliquées :	17
II.3.2.1	LA TOITURE :	17
II.3.2.2	Murs extérieurs en maçonnerie :	18
II.4	La descente de charge des éléments :	18
II.4.1	Le Rôle de la descente des charges :	18
II.4.2	Descente de charge du poteau de rive : 2-A :	18
II.5	Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :	19
II.5.1.1	Vérification de la section du poteau :	19
II.6	Conclusion :	20

CHPITRE III :

III.1	Introduction :	22
III.2	Méthode de conception basée sur les déplacements directs pour les ossatures en béton armé :22	
III.2.1	Etape 1 :	22
III.2.1.1	Déplacement des étages :	23
III.2.1.2	Déplacement de dimensionnement de la structure équivalente :	23
III.2.1.3	Masse effective de la structure équivalente :	24
III.2.1.4	Hauteur effective de la structure équivalente :	24
III.2.2	Etape 2 :	24
III.2.2.1	La ductilité de la structure équivalente (1 degré de liberté) :	24
III.2.2.2	Déplacement équivalent :	24
III.2.2.3	Amortissement visqueux équivalent :	25
III.2.3	Etape 3.....	25
III.2.3.1	Période effective :	25
III.2.4	Etape 4 :	26
III.2.4.1	Rigidité effective K_e :	26
III.2.4.2	L'effort tranchant à la base V_{base} :	26
III.2.4.3	Vérification de l'effet $P-\Delta$:	26
III.2.5	Etape 5 :	27
III.2.5.1	Distribution de la force sismique :	27
III.2.6	Etape 6 :	27
III.2.6.1	Moments des poutres	27
III.2.6.2	Moments du poteau :	29
III.2.7	Etape 7 : Exigences de conception de capacité pour les ossatures :	30
III.2.7.1	Moment de conception des poteaux :	31

CHAPITRE IV :

IV.1	Introduction :	34
IV.2	Choix de la méthode de calcul :	34
IV.2.1	Méthode statique équivalente :	34

IV.2.2	La méthode d'analyse modale spectrale :	34
IV.2.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	34
IV.2.4	Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :	35
IV.2.5	IV.2.2 Les conditions d'application de la méthode statique équivalente :	35
IV.2.6	IV.2.3 Description de logiciel ETABS :	35
IV.2.7	IV.2.4 Modélisation des éléments structuraux :	35
IV.3	Premier cas : site ferme	36
IV.3.1	Calcul de la force sismique totale :	36
IV.3.2	Analyse de la structure :	40
IV.3.2.1	Représentation des résultats de la méthode statique équivalente :	40
IV.3.2.2	Vérifications des déplacements :	42
IV.3.2.3	Justification de l'effet P- Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)	43
IV.3.2.4	Vérification au Renversement :	44
IV.3.2.5	Justification vis-à-vis la sollicitation normale N_d :	45
IV.4	Deuxième cas : site très meuble :	46
IV.4.1	Calcul de la force sismique totale :	46
IV.4.2	Analyse de la structure :	48
IV.4.2.1	Représentation des résultats de la méthode statique équivalente :	48
IV.4.2.2	Vérifications des déplacements :	49
IV.4.2.3	Justification de l'effet P- Δ : RPA99-v2003 (Article : 5.9)	50
IV.4.2.4	Vérification au Renversement :	51
IV.4.2.5	Justification vis-à-vis la sollicitation normale N_d :	52
IV.5	CONCLUSION :	52

CHAPITRE V :

V.1	Introduction :	54
V.2	Ferraillage des poteaux	54
V.2.1	Combinaisons d'action :	55
V.2.2	Recommandations du RPA99/version 2003 :	55
V.2.3	Calcul du ferraillage :	56
V.2.4	Vérification à l'ELS :	57
V.2.5	Vérification à l'effort tranchant :	58
V.2.6	Armatures transversales :	58
V.2.7	Schéma du ferraillage des poteaux :	59
V.3	Ferraillage des poutres :	60
V.3.1	Introduction :	60
V.3.2	Combinaisons d'action :	60
V.3.3	Recommandations du RPA 99/version 2003 :	60
V.3.4	Les diagrammes des moments (Site ferme) :	60
V.3.5	Les diagrammes des moments (Site très meuble) :	61
V.3.6	Étapes de calcul des armatures longitudinales :	63

V.3.7	Calcul les armatures des poutres :	64
V.3.8	Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1) :	65
V.3.9	Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1).....	66
V.3.10	Armatures transversales :	67
V.3.11	Schéma de ferrailage :	68

CHAPITRE VI :

VI.1	INTRODUCTION :	70
VI.2	Application de la méthode de déplacement direct :	70
VI.3	Premier cas site ferme :	70
VI.3.1	1 ^{ER} CAS (1 %, Selon l'article (5.10) RPA99_v2003)	71
VI.3.1.1	Calcul des paramètres de la structure équivalente (1 Degré De Liberté) :	71
VI.3.1.2	Estimation du niveau d'amortissement visqueux équivalent :	73
VI.3.1.3	La période effective :	74
VI.3.1.4	La rigidité effective :	74
VI.3.1.5	L'effort tranchant à la base :	75
VI.3.1.6	Le moment de renversement à la base :	75
VI.3.1.7	Vérification de l'effet P- Δ :	76
VI.3.1.8	Les moments de la poutre :	76
VI.3.1.9	Les moments du poteau :	77
VI.3.2	2 ^{ème} cas 2.5% selon la référence [1] :	77
VI.3.2.1	Calcul des paramètres de la structure équivalente :	77
VI.3.2.2	Estimation du niveau d'amortissement visqueux équivalent :	78
VI.3.2.3	La période effective :	79
VI.3.2.4	La rigidité effective :	79
VI.3.2.5	L'effort tranchant à la base :	79
VI.3.2.6	Le moment de renversement à la base :	80
VI.3.2.7	Vérification de l'effet P- Δ :	80
VI.3.2.8	Les moments de la poutre :	80
VI.3.2.9	Les moments du poteau :	81
VI.4	Deuxième cas site très meuble :	81
VI.4.1	1 ^{er} cas (1% selon RPA99/V2003)	81
VI.4.1.1	La période effective :	81
VI.4.1.2	La rigidité effective :	82
VI.4.1.3	L'effort tranchant à la base :	82
VI.4.1.4	Le moment de renversement à la base :	83
VI.4.1.5	Vérification de l'effet P- Δ :	83
VI.4.1.6	Les moments de la poutre :	83
VI.4.1.7	Les moments du poteau :	83
VI.4.2	2 ^{ème} CAS (2.5% selon la référence [1])	84
VI.4.2.1	La période effective :	84

VI.4.2.2	La rigidité effective :	84
VI.4.2.3	L'effort tranchant à la base :	84
VI.4.2.4	Le moment de renversement à la base :	85
VI.4.2.5	Vérification de l'effet P- Δ :	85
VI.4.2.6	Les moments de la poutre :	85
VI.4.2.7	Les moments du poteau :	86
VI.5	Ferraillage des poutres :	86
VI.5.1	Flexion de la poutre :	87
VI.5.2	Moments de conception des poteaux :	87

CHAPITRE VII :

VII.1	Introduction :	91
VII.1.1	La période :	91
VII.1.2	La ductilité :	92
VII.1.3	L'amortissement :	92
VII.1.4	Les déplacements :	93
VII.1.5	les efforts tranchants :	94
VII.1.6	Moment de renversement :	94
VII.2	Comparaisons des résultats des deux approches :	95
VII.2.1	Description et interprétations du tableau VII-7 :	96

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés	9
Tableau II. 1: les sections des poutres	16
Tableau II. 2 : Charges permanentes de la toiture	17
Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes due au mur extérieur	18
Tableau II. 4 : les charges verticales sur poteaux	19
Tableau IV. 1 : Coefficient d'accélération de zone	36
Tableau IV. 2: Valeur de ξ (%)	37
Tableau IV. 3 : valeur de pénalités P_q	37
Tableau IV. 4: Poids totale de la structure selon ETABS	38
Tableau IV. 5: l'effort tranchant à la base selon ETABS.....	39
Tableau IV. 6: Distribution des forces sismiques selon Etabs	39
Tableau IV. 7: Période et fréquences du modèle.....	40
Tableau IV. 8 : Période et fréquences du modèle.....	42
Tableau IV. 9: l'effort tranchant à la base selon ETABS.....	42
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X.....	43
Tableau IV. 11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	43
Tableau IV. 12 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal X-X	44
Tableau IV. 13 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal Y-Y	44
Tableau IV. 14: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens X.....	44
Tableau IV. 15: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens Y.....	45
Tableau IV. 16: Vérification des poteaux sous sollicitation normales	45
Tableau IV. 17: l'effort tranchant à la base selon ETABS	48
Tableau IV. 18: la distribution de la force sismique.....	48
Tableau IV. 19: Période et fréquences du modèle.....	49
Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X.....	49
Tableau IV. 21: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	50
Tableau IV. 22: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal X-X	51
Tableau IV. 23: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal Y-Y	51
Tableau IV. 24: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens X	51
Tableau IV. 25: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens Y.....	52
Tableau IV. 26: Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	52
Tableau V . 1: Caractéristiques du béton et de l'acier	54
Tableau V . 2: Les efforts normaux et moments du poteau (site ferme)	57
Tableau V . 3: Ferrailage des poteaux pour les deux sites	57
Tableau V . 4 : Résumé des efforts tranchants du poteau pour les deux sites	58
Tableau V . 5 : Armatures transversales pour les deux sites	59
Tableau V . 6 : Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	63
Tableau V . 7: Caractéristiques des poutres	64
Tableau V . 8: Vérification à l'ELS.....	65
Tableau V . 9: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres verticales et murales en travée.....	65
Tableau V . 10: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres verticales et murales en appuis	65

Tableau VII. 1: Période de la structure au site 2 et 4 par la méthode numérique.....	91
Tableau VII. 2: Comparaison de La ductilité pour les deux approches	92
Tableau VII. 3: Comparaison des amortissements	93
Tableau VII. 4: Déplacement des étages pour les deux sites par les deux approches	93
Tableau VII. 5: comparaison des efforts tranchant à la base dans la direction Y.....	94
Tableau VII. 6: comparaisons des résultats des moments de renversement	94
Tableau VII. 7: tableau récapitulatif des résultats de la MBF à la limite 1% et la MDBD à la limite 2.5%, en deux sites	95
Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode directe basé sur le déplacement pour les limites 1% et 2.5% pour les deux sites	97

Listes des figures :

Figure I. 1: vue en 3D de la structure par ETABS.....	4
Figure I. 2: Coupe en élévation de la structure.....	5
Figure I. 3: vue en plan de la structure par Auto CAD	5
Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier	10
Figure I. 5: Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier.....	10
Figure II. 1: vue en élévation de la structure.....	13
Figure II. 2: dalle arquée avec poutres tirants et suspentes.....	17
Figure II. 3: composants d'un mur extérieur.....	18
Figure III. 1 : Modèle simplifié d'un bâtiment à plusieurs étages.....	23
Figure III. 2 : Loi constitutive du système 1DDL équivalent.....	24
Figure III. 3: Spectre de déplacement de dimensionnement.....	25
Figure III. 4: Calcul des moments sismiques par la méthode de déplacement direct [1].....	28
Figure III. 5 : Effort tranchant des étages.....	28
Figure III. 6 : Les moments des poteaux à partir de considérations sur l'équilibre des joints (adapté de Réf. [1]).....	30
Figure III. 7: Endroits de rotule plastiques des poutres d'un portique autostable.....	30
Figure III. 8 : Amplification dynamique des moments des poteaux du portique (adapté de Référence [1]).....	32
Figure IV. 1: Modèle 3D de la structure	36
Figure IV. 2: Distribution de la force sismique selon la hauteur	39
Figure IV. 3 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T=1.30$ S.....	40
Figure IV. 4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T=0.61$ S.....	41
Figure IV. 5 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T=0.50$ S	41
Figure IV. 6 : Distribution de la force sismique selon la hauteur.....	48
FigureV. 1 : flexion composée du poteau.....	54
FigureV. 2: Ferrailage de la section transversale du poteau. 55X75	59
FigureV. 3 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre verticale.....	66
FigureV. 4 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre murale	66
Figure V. 5 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre verticale.....	66
Figure V. 6 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre murale	67
FigureV. 7: Ferrailage de la section transversale de la poutre verticale	68
<i>Figure VI. 1 :</i> Vue en élévation sens longitudinale.....	70
<i>Figure VI. 2:</i> Spectre de déplacement de dimensionnement.....	74
<i>Figure VI. 3:</i> Distribution des forces sismiques	75
<i>Figure VI. 4:</i> Déplacement des étages de dimensionnement.....	78
<i>Figure VI. 5:</i> Spectre De Déplacement De dimensionnement	79
<i>Figure VI. 6:</i> Distribution des forces sismiques	80
<i>Figure VI. 7:</i> Spectre de déplacement de dimensionnement.....	82
<i>Figure VI. 8:</i> Distribution des forces sismiques	82
<i>Figure VI. 9:</i> Spectre De Déplacement De dimensionnement	84
<i>Figure VI. 10 :</i> Distribution des forces sismiques.....	85

Figure VII. 1: Comparaisons des déplacements des deux approches pour les deux sites 93

INTRODUCTION GENERALE :

Les tremblements de terre ont été considérés comme l'un des dangers naturels les plus graves et dangereux, causant la destruction maximale des structures et entraînant des pertes humaines. Pendant de nombreuses années, la conception basée sur la force (en anglais : FORCE BASED DESIGN-FBD) a été prise en compte et continuellement utilisée pour le calcul sismique de structures

La (FBD) repose sur un principe selon lequel les forces sont calculées à base des éléments de structure présumés et de leur rigidité initiale élastique. Le facteur de réduction de la réponse (R) est utilisé pour le calcul des réponses non linéaire. Et les forces sismiques sont réparties par rapport à la hauteur.

Mais au cours des dernières années, de nombreux chercheurs et ingénieurs ont constaté que la FBD présente de nombreuses limites, à savoir une estimation initiale de la rigidité des éléments structurels, une réponse inappropriée suite à l'application du coefficient de réduction de la réponse, une relation floue entre la force et la demande de ductilité, etc.

Ainsi, les chercheurs ont invité à opter pour une nouvelle approche sismique améliorée. Kowalski et Priestley ont développées une méthodologie appelée conception directe basée sur le déplacement (en anglais : DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN-DDBD). Cette méthode est articulée sur l'hypothèse que la déformation est plus importante que la force et peut être directement associée aux dommages. Pour évaluer la réponse structurale suivant l'approche FBD, le déplacement ne peut être évalué qu'à la fin de l'analyse, tandis que la DDBD utilise le déplacement au début pour contrôler la réponse de la structure.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à ossature en béton armé, à usage industriel, implanté dans une zone de forte sismicité selon le RPA (zone III), le bâtiment à une toiture en arc en béton armé, et contreventé par un système de portique autostable.

Notre projet consiste à faire une étude comparative entre la méthode directe basée sur le déplacement et la méthode basée sur la force d'un bâtiment toute en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le règlement parasismique algérien RPA99/2003, le code du béton armé- BAEL91 et les documents technique D.T.R BC 2.2

Pour effectuer cette étude comparative, notre travail est organisé en sept chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés. Dans le deuxième chapitre on présente le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ainsi que la descente de charge. Une description complète et détaillé sur la méthode

directe de déplacement, est présenté dans le troisième chapitre. Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique et sismique par la méthode des forces. L'étude du bâtiment sera faite par une modélisation de la structure avec le logiciel de calcul ETABS 2020. Ensuite le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres) selon la méthode basée sur les forces sera l'objet du chapitre Cinque. Le sixième chapitre traite l'étude sismique par la méthode directe de déplacement. Finalement le chapitre sept aborde la comparaison entre les deux approches. Le mémoire se terminera par une conclusion générale.

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

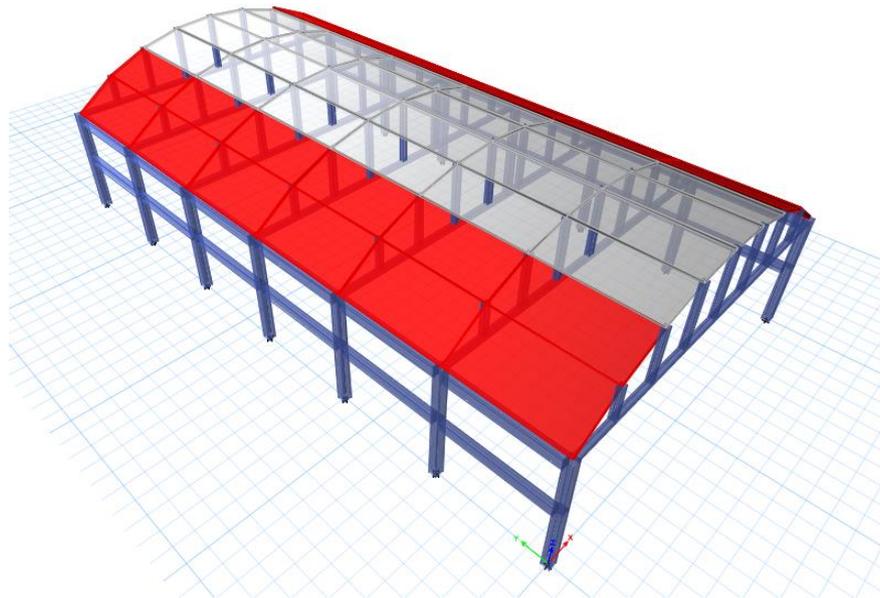
La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier une structure industrielle en béton armé (voir figure I.1), implantée dans une zone de forte sismicité (Zone III selon le règlement parasismique algérien « RPA 99-addenda 2003 »). L'étude en générale traite en premier lieu l'analyse et le dimensionnement d'une toiture en voute enjambant une distance de 20 m sans poteaux internes, et en second lieu l'étude sismique de la structure primaire de l'ouvrage, finalisée par une étude comparative entre les résultats issus des approches utilisés dans le calcul parasismique.

Figure I. 1: vue en 3D de la structure par ETABS



I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire en plan, caractérisé par une répartition symétrique des poutres et poteaux comme illustré dans les plans ci-dessous. Les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

Tableau I. 1 : Géométrie de l'ouvrage

En plan	Longueur de l'ouvrage	36 m
	Largeur de l'ouvrage	20 m
En élévation	Hauteur du premier niveau	4.1 m
	Hauteur du deuxième niveau	3.3 m
	Hauteur de la dalle en voute	04 m
	Hauteur totale	11.4 m

Figure I. 2: Coupe en élévation de la structure

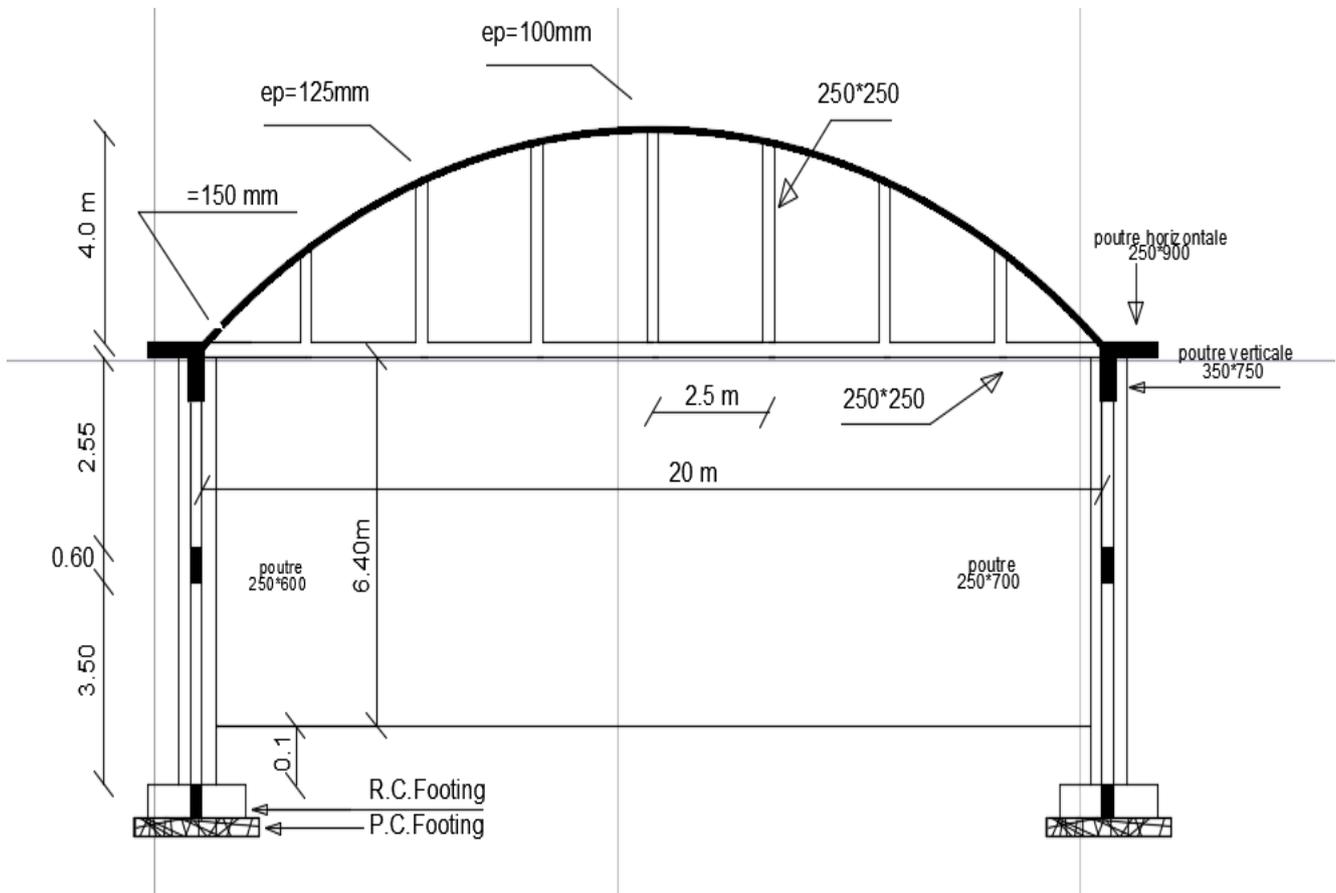
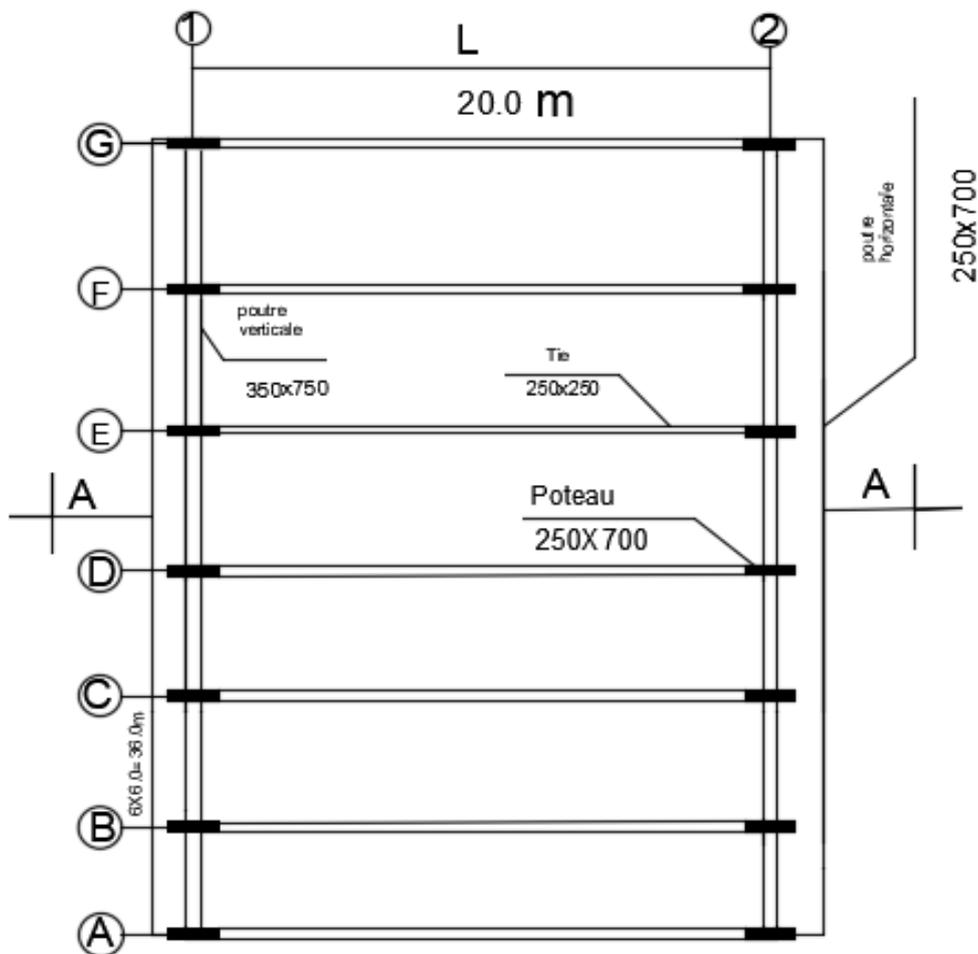


Figure I. 3: vue en plan de la structure par Auto CAD



I.4 Eléments constituant de la structure :

Il existe deux principaux éléments constituant la présente structure :

1/ *Ossature horizontale* : représente la toiture, conçue sous forme d'un arc en béton armé maintenue transversalement par des éléments de stabilités (voir le chapitre : étude de toiture).

2/ *Ossature verticale* : comprend les portiques auto stables, destinés à reprendre les charges gravitaires provenant principalement par la toiture, et à la reprise des charges latérales d'origine sismique. Il a été déjà mentionné à l'avance, que l'étude des portiques est le principal sujet de ce projet et sera traité en détail dans les chapitres suivants.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1 **Le béton** : c'est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

I.5.1.1 Caractéristique mécanique du béton :

a/ Résistance à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11, BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0,83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 30$ MPa

b/ Résistance à la traction : (Art A-2 12, BAEL91)

Conventionnellement, elle est définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

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

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

I.5.1.2 Contraintes limites

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41, BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad .$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 25,5$ MPa

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A - 5.1.21 BAEL91)

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

c) Contraintes de service à la compression (Art A - 4 .5 .2, BAEL91)

$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28}$ MPa

$\sigma_{bc} = 18$ MPa

I.5.1.3 Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation produite correspondante. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2.1.21, BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 34180 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22, BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 11497 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service

- $\nu = 0$ l'état limite ultime

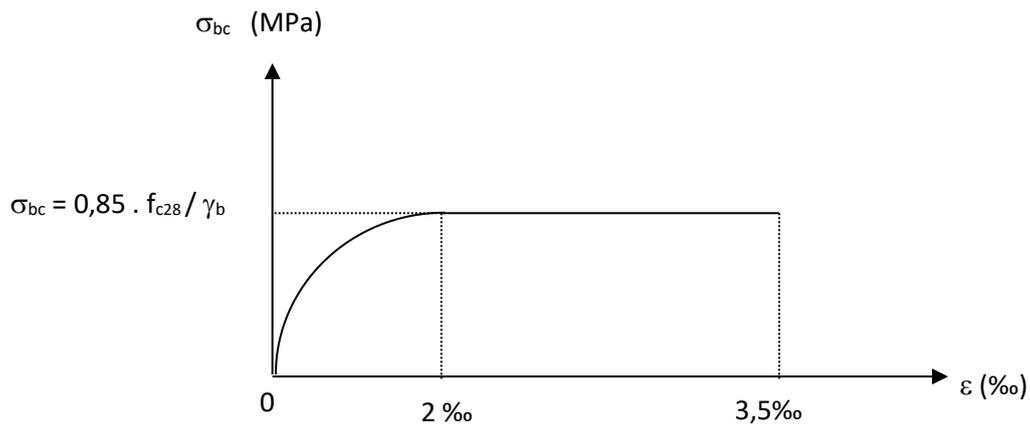
I.5.1.4 Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

L'état limite ultime

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous (figure 1.:

Figure 1. Diagramme parabole rectangle du béton



I.5.2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

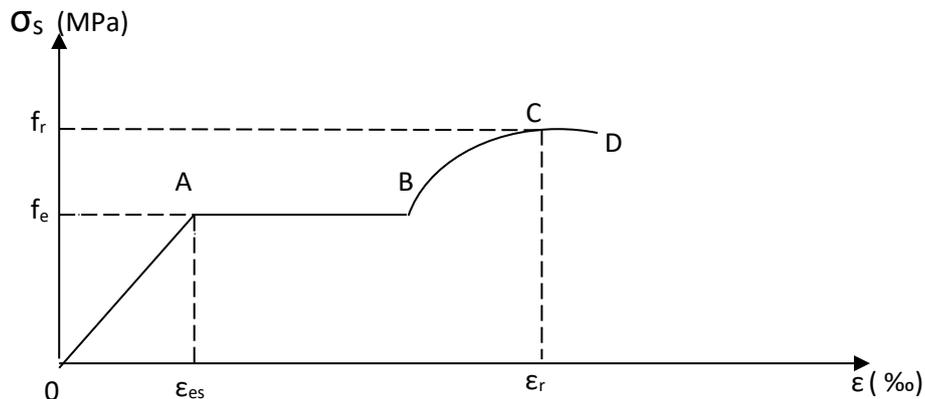
$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante (figure 1.):

Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier



Avec :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

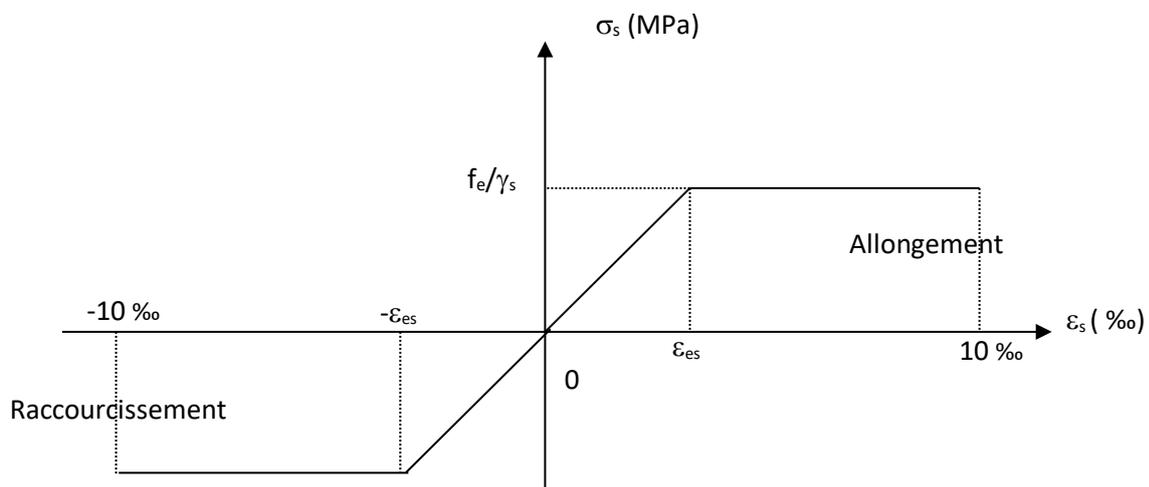
On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

I.5.2.4 Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant.

Figure I. 5: Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier



I.5.2.5 Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

I.5.2.6 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Afin de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), il est nécessaire de limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. Conformément aux règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a/ Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b/ Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

c/ Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en } \quad \text{MPa}$$

Chapitre II :

Prédimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité, durabilité et résistance de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poutre, poteaux) soient pré-dimensionnés de façon à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges
- Sollicitations horizontales engendrées par le séisme

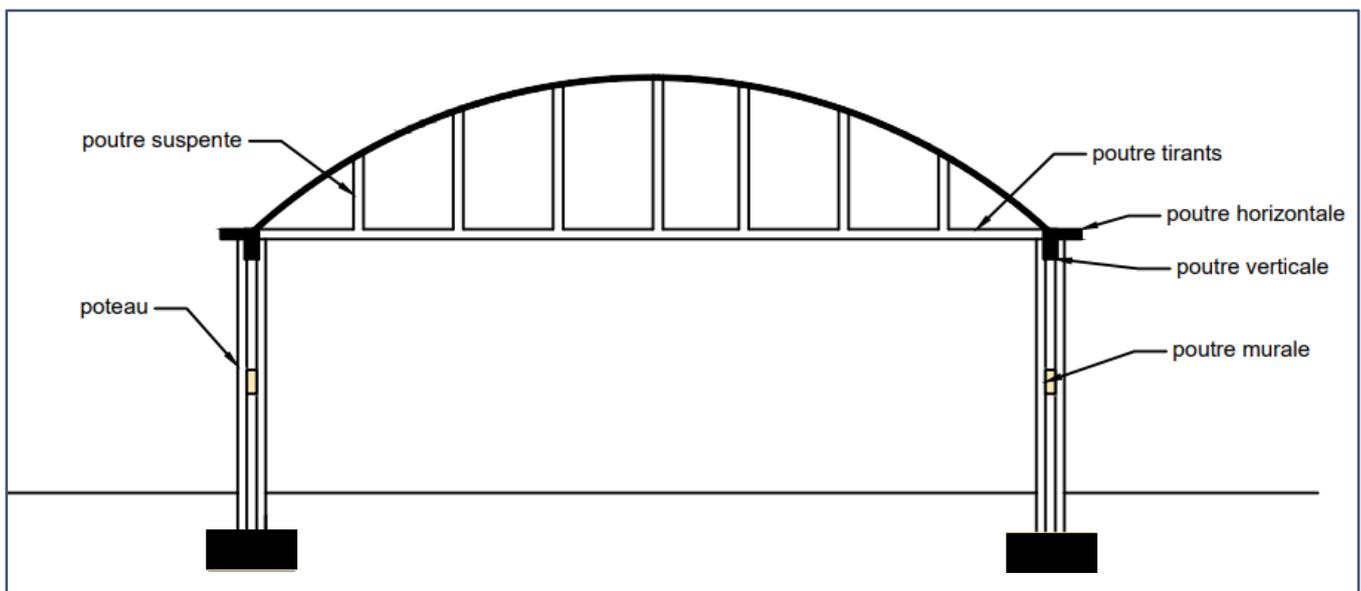
Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B A E L .91 et RPA 99 V2003

Donc on va pré dimensionner chaque élément séparément comme il est précisé ci-dessous :

II.2 Prédimensionnement des poutres :

Une poutre est une pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue en générale pour résister à la flexion

Figure II. 1: vue en élévation de la structure



II.2.1 Poutre verticale :

Elle est placée en position verticale pour recevoir les charges transmises par la toiture et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent (voire figure II-1). Elle sera pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

Conditions de la portée :

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10}$$

Avec :

l : distance entre axes des poteaux, on choisit la plus grande portée

h : la hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

$$\frac{600}{15} < h < \frac{600}{10}$$

40 < h < 60 :

h= 55 cm

0.3h < b < 0.7h → 16.5 < b < 38.5

b= 35 cm

Remarque :

Puisque la poutre verticale contribue à la fois à la reprise des actions sismiques et des charges gravitaires importante (toiture en arc de 20m), il est judicieux de prendre les dimensions suivantes **(35x70) cm²**

• **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Article : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{70}{35} = 2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

➤ Donc on prend pour la poutre verticale ces dimensions : **(35x70) cm²**

II.2.2 Poutre murale :

Elle est placée en position horizontale pour recevoir les charges transmises par les murs et les répartir aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent (voire figure II-1).. Elle est pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et vérifiée par le R.P.A99 version 2003 :

$$\frac{600}{15} < h < \frac{600}{10}$$

40 < h < 60 → on prend :

h= 55 cm

0.3h < b < 0.7h → 16.5 < b < 38.5 on prend :

b= 25 cm

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{55}{25} = 2.2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

➤ Donc on fixe les dimensions suivantes : **(25x55) cm²**

II.2.3 Poutre horizontale :

Elle est placée en position horizontale pour recevoir les charges transmises par la toiture et les réparties aux attaches sur lesquels ces poutres reposent (voire figure II-1).. Elle sera pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003 :

$$\frac{600}{15} < h < \frac{600}{10}$$

40 < h < 60 → on prend :

$$h = 55 \text{ cm}$$

0.3h < b < 0.7h → 16.5 < b < 38.5 on prend :

- **Vérification :**

$$b = 25 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{55}{25} = 2.2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{cases}$$

➤ Donc on prend pour la poutre horizontale ces dimensions : **(25x55) cm²**

II.2.4 Poutre tirant :

C'est la poutre qui va supporter la toiture, et travailler à la traction (voire figure II-1).. Elle sera pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003 :

$$\frac{250}{15} < h < \frac{250}{10}$$

16.66 < h < 25 → on prend :

$$h = 30 \text{ cm}$$

0.3h < b < 0.7h → 7.5 < b < 17.5, on prend :

$$b = 25 \text{ cm}$$

- **Vérifications :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{cases}$$

Donc on prend pour les poutres tirants ces dimensions : **(25x30) cm**

➤ Les sections des poutres sont résumées dans ce tableau :

Tableau II. 1: les sections des poutres

Poutres	Dimension (cm ²)
Poutre verticale (b,h)	35,70
Poutre horizontale (b,h)	25,55
Poutre murale (b,h)	25,55
Poutre tirant (b,h)	25,30

II.2.5 Suspente :

Les dimensions des suspentes estimés : (25,30) cm²

II.2.6 Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (article 7-4-1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Min (b, h) \geq 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{Min (b, h) \geq \frac{he}{20} \text{ cm}} \\ \mathbf{0.25 < \frac{h}{b} < 4} \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées : (40,45) cm²

II.3 Descente de charges :

II.3.1 Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure qui transmettre ses charges au sol. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner tous les éléments porteurs de notre structure.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes G
- Les surcharges d'exploitations Q

II.3.2 Déterminations des charges appliquées :

II.3.2.1 LA TOITURE :

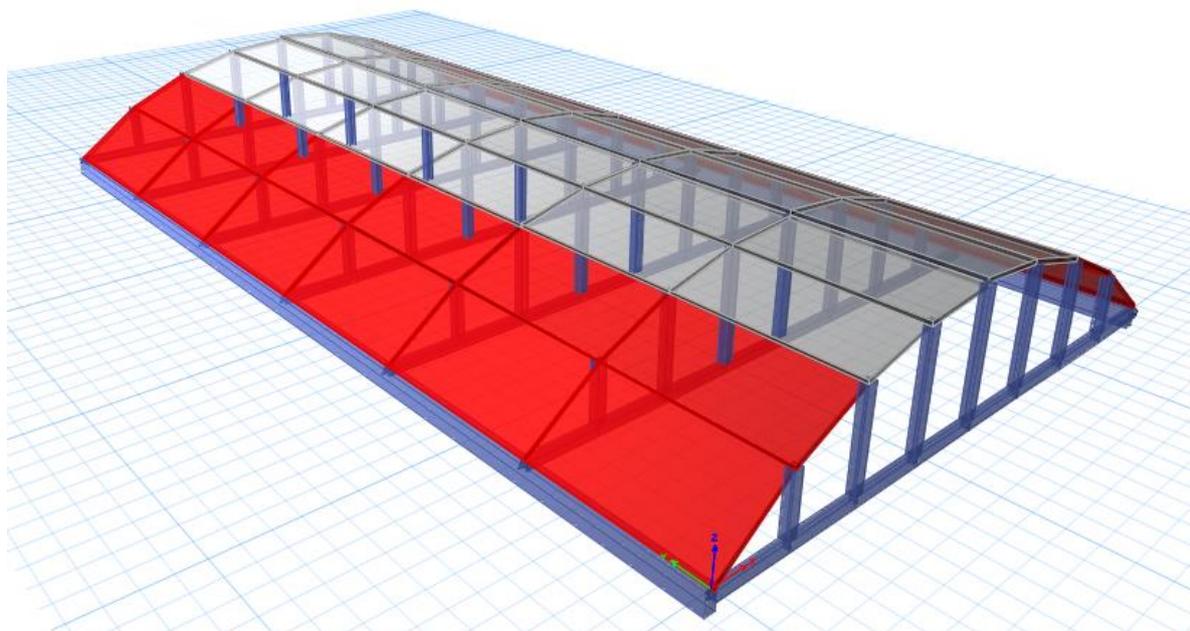
Les dalles arquées sont couramment utilisées pour couvrir des travées relativement grandes, les travées peuvent varier de 12 à 25 mètres, les forces développées dans les dalles arquées sont principalement la compression combinée avec une influence négligeable des moments de flexion.

Par conséquent, un tel système structurel est une structure en béton armé très efficace.

Les avantages de l'utilisation de dalles arquées peuvent être résumés comme suit :

- ✓ Permet de s'affranchir de grandes surfaces exemptes des colonnes
- ✓ Raccourcit la période de construction
- ✓ Permet une utilisation économique des matériaux de construction car le béton est principalement sujet à la compression

Figure II. 2: dalle arquée avec poutres tirants et suspentes



- Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour la toiture sont définies comme suit :

Tableau II. 2 : Charges permanentes de la toiture

Désignation	Estimation	G (kN/m ²)
Le poids propre de la toiture	0.15 x 25	3.75
Enduit en plâtre et finitions	/	0.6
Total		4.35

Donc :

$$G_{\text{toiture}} = 4.35 \text{ kN/m}^2$$

II.3.2.2 Murs extérieurs en maçonnerie :

Figure II. 3: composants d'un mur extérieur

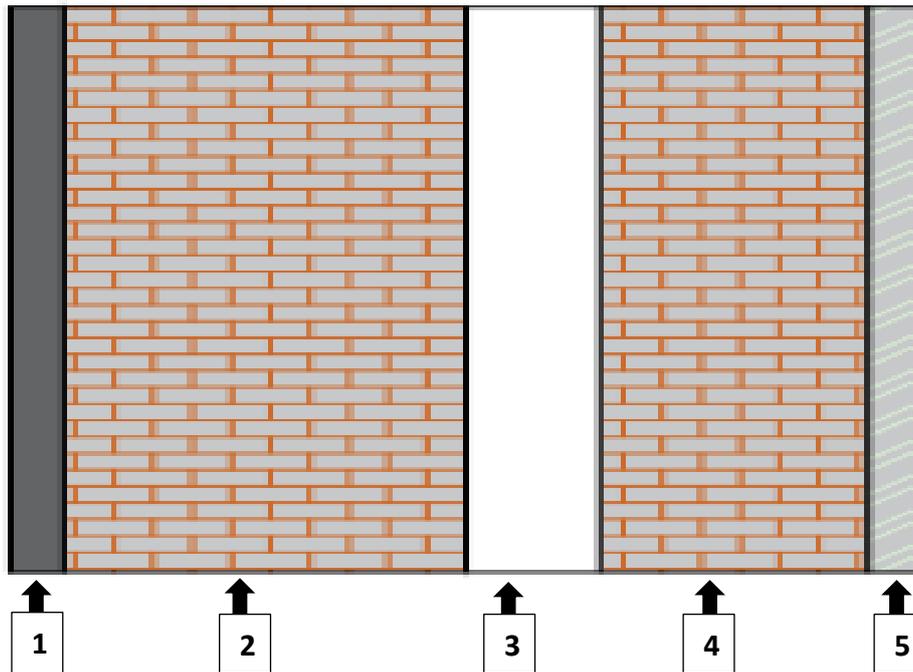


Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes due au mur extérieur

N	Composants	Epaisseur(m)	γ (Kg/ m^3)	G (Kn/m ²)
1	Enduits en mortier de ciment	0.02	1800	0.36
2	Brique creuse	0.15	900	1.30
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	900	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Total			G	2.76

La charge permanente $G_{\text{murs extérieur}} = 2.76 \text{ Kn/m}^2$

II.4 La descente de charge des éléments :

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

II.4.1 Le Rôle de la descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux et voiles).

II.4.2 Descente de charge du poteau de rive : 2-A

Les charges verticales sur poteaux sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 4 : les charges verticales sur poteaux

Désignation	Estimation	G (kN)
Le poids propre du poteau	(0.45x0.4x7.4x25)	33.3
Murs extérieur	2.76 x (7.4-0.55-0.7) x 6	101.844
Réaction de la voute	/	343.79
Le poids propre de la poutre murale	0.55x0.25x6x25	20.625
Total		499.559

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 499.559 + 1.5 \times 0 = 674.405 \text{ kN}$$

II.5 Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

II.5.1.1 Vérification de la section du poteau :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles BAEL 91 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton). D'après l'article (B.8.4.1 du BAEL91) : l'effet normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_b} \right]$$

N_u : effort normal ultime (compression) = $1.35G + 1.5Q$

α : coefficient en fonction de l'élanement mécanique, qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \Rightarrow \text{pour :}$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \Rightarrow \text{pour :}$$

$$50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda : \text{L'élanement d'EULER} : \lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$]

Section de poteau :

$$B_r = (a-2)(b-2) = (45-2)(40-2) = 1630 \text{ cm}^2 = 163000 \text{ mm}^2$$

Section d'acier :

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} \times 1634 = 14.706 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$l_0 = l_f = 7.4 \text{ m}$$

$$I = \frac{40 \times 45^3}{12} = 303750 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{303750}{40 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{740}{12.99} = 56.96 > 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 0.462$$

$$\Rightarrow \alpha \left[\frac{Br \times Fc28}{0.9 \times \square s} + As \frac{Fe}{\square b} \right] = 0.976 \left[\frac{163400 \times 30}{0.9 \times 1.5} + 1470.6 \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\text{Donc : } \overline{Nu} = 4043.201 \text{ kN} > 675.457 \text{ kN} \dots\dots\dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont (40,45) cm

II.6 Conclusion :

On a pu déterminer un pré dimensionnement adéquat des éléments de la structure ainsi que leur descente des charges, reste maintenant à confirmer les résultats obtenue, confirmation émise dans les chapitres suivants.

Chapitre III :

*Méthodologie de calcul de la méthode sismique
directe basée sur le déplacement*

III.1 Introduction :

Le développement du calcul sismique basé sur la force est le domaine le plus remarquable dans l'histoire de dimensionnement parasismique, et chaque tremblement de terre a lancé de nouveaux défis pour les hypothèses et les principes déjà existants, ce qui a aidé à l'évolution de la conception basée sur la force. Bien que bon nombre des hypothèses aient été répondues, certaines sont demeurées inchangées et sans réponse. Par conséquent, cette voie ouverte pour développer de nouvelles théories et philosophies comme le dimensionnement sismique direct basé sur le déplacement (en anglais : Direct Displacement Based Design-DDBD), qui a été développée sur la base des travaux de Priestley (1993).

Le dimensionnement sismique basé sur déplacement est une approche moderne de calcul parasismique des structures qui tient en compte des mouvements potentiels (déplacements) qui peuvent se produire pendant les tremblements de terre. Traditionnellement, le calcul sismique se concentrait sur l'estimation des forces exercées sur une structure par un séisme et son dimensionnement pour résister à ces forces. Cependant, la recherche et l'expérience ont montré que ce sont les déplacements, plutôt que les forces, qui causent souvent les dommages les plus importants aux structures lors d'événements sismiques.

L'objectif fondamental du DDBD est d'obtenir une structure qui atteindra un profil de déplacement cible lorsqu'elle sera soumise à des tremblements de terre correspondant à un spectre de réponse de référence donné.

III.2 Méthode de conception basée sur les déplacements directs pour les ossatures en béton armé :

Une description complète des étapes nécessaires à l'application de la méthode DDBD dans la conception des bâtiments à ossature en béton armé résistant au moment :

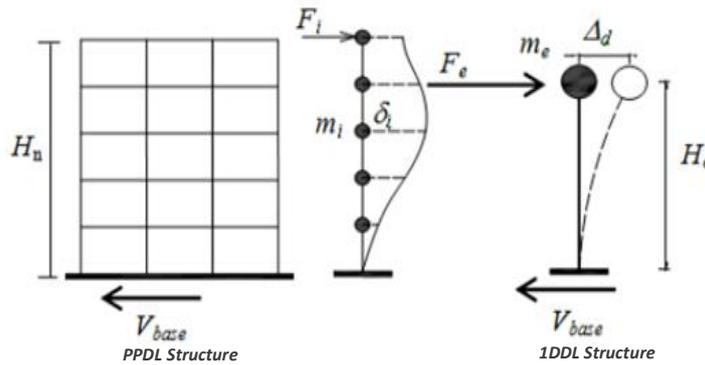
III.2.1 Etape 1 :

Pour commencer à concrétiser la méthode de déplacement direct, la déformation inter-étage (drift) d'un bâtiment, est déterminée en fonction du type du bâtiment et de son niveau de performance [1].

Une structure à un seul degré de liberté (1DDL) est utilisée dans la méthode de déplacement direct. Dans cette représentation, les caractéristiques de la structure équivalente sont utilisées. Ces caractéristiques sont la rigidité sécante au déplacement maximal, l'amortissement visqueux équivalent, la masse effective et la hauteur effective.

La Figure III.1 présente un modèle simplifié d'un bâtiment à plusieurs étages, où sont indiquées les variables requises dans la procédure du déplacement direct.

Figure III. 1 : Modèle simplifié d'un bâtiment à plusieurs étages



III.2.1.1 Déplacement des étages :

La forme de mode inélastique normalisée de la structure à plusieurs degrés de liberté (PDDL) est définie dans la Réf [1] et doit être obtenue en fonction du nombre d'étages, n , comme suit :

$$\text{Si } n \leq 4 \quad \delta_i = H_i / H_n \quad (\text{III-1})$$

$$\text{Si } n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (\text{III-2})$$

Les déplacements d'étages de dimensionnement Δ_i sont trouvés en utilisant le vecteur de forme δ_i , défini à partir d'Eq. (III-1) ou Eq. (III-2), mis à l'échelle par rapport au déplacement critique de l'étage Δ_c et à la forme de mode correspondante au niveau critique de l'étage (δ_c). Selon la référence. [1], les déplacements des étages de dimensionnement des bâtiments à ossature seront normalement soumis par des limites de déplacement dans l'étage inférieur du bâtiment (c-à-d. en général $\Delta_c = \Delta_1$ et $\delta_c = \delta_1$).

Connaissant le déplacement de l'étage critique (Δ_c) et la forme critique normalisée en mode inélastique (δ_c), les déplacements de l'étage de dimensionnement des masses individuelles sont obtenus à partir de :

$$\Delta_i = \omega_\theta \cdot \delta_i \cdot \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (\text{III-3})$$

Avec :

ω_θ : est un facteur de réduction de dérive pour prendre en compte les effets de mode supérieur, donné par :

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034Hn \leq 1,0 \quad (Hn \text{ en (m), figure III.1})$$

III.2.1.2 Déplacement de dimensionnement de la structure équivalente :

Le déplacement de conception équivalent selon la référence [1], peut être évalué comme suit :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- m_i : masse de l'étage (i)
- D_i : déplacement de l'étage (i)

III.2.1.3 Masse effective de la structure équivalente :

La masse de la structure équivalente est donnée par l'équation suivante :

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i \frac{\Delta_i}{\Delta_d} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (\text{III-5})$$

III.2.1.4 Hauteur effective de la structure équivalente :

La hauteur effective (voir Figure III.1) de la structure équivalente est donnée par :

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (\text{III-6})$$

Avec :

H_i : hauteur d'étage

III.2.2 Etape 2 :

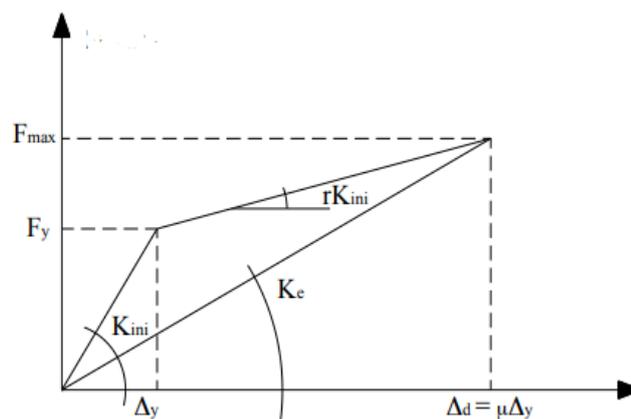
Calculer le niveau du facteur d'amortissement visqueux qui sera utilisé pour réduire les spectres de réponse élastique, Ce facteur peut être obtenu à partir de la ductilité, qui en même temps, doit être calculé en utilisant le déplacement (Δ_y). Le déplacement élastique équivalent est estimé selon les propriétés considérées des éléments structurels sur la base de la courbure d'élasticité ϕ_y

III.2.2.1 La ductilité de la structure équivalente (1 degré de liberté) :

La ductilité de la structure équivalente (voir figure III-2) est donnée par l'équation (II-7), elle est liée au déplacement équivalent Δ_y :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (\text{III-7})$$

Figure III. 2 : Loi constitutive du système 1DDL équivalent

**III.2.2.2 Déplacement équivalent :**

Le déplacement équivalent est donné par l'équation suivante :

$$\Delta_y = \Theta_y H_e \quad (\text{III-8})$$

Avec :

- H_e : Hauteur effective
- Θ_y : La dérivé élastique, pour ossature en béton armé est :

$$\Theta_y = 0,5 \varepsilon_y L_{j-1} / h_b$$

- ε_y : est la déformation élastique de l'acier,
- l_{j-1} : Est la longueur de la poutre
- h_b : La profondeur de la section de la poutre.

III.2.2.3 Amortissement visqueux équivalent :

Pour prendre en compte le comportement inélastique de la structure réelle, l'amortissement hystérique (ξ_{hyst}) est combiné avec l'amortissement élastique (ξ_0). Habituellement, pour les structures en béton armé, l'amortissement élastique est pris égal à 0,05, lié à l'amortissement critique.

L'amortissement visqueux équivalent de la structure équivalente des ossatures pourrait être défini selon la référence [1] par l'équation suivante :

$$\xi = \xi_0 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (\text{III-9})$$

Avec :

ξ_0 : l'amortissement élastique, égale à 0.05

μ : la ductilité de la structure équivalente

III.2.3 Etape 3

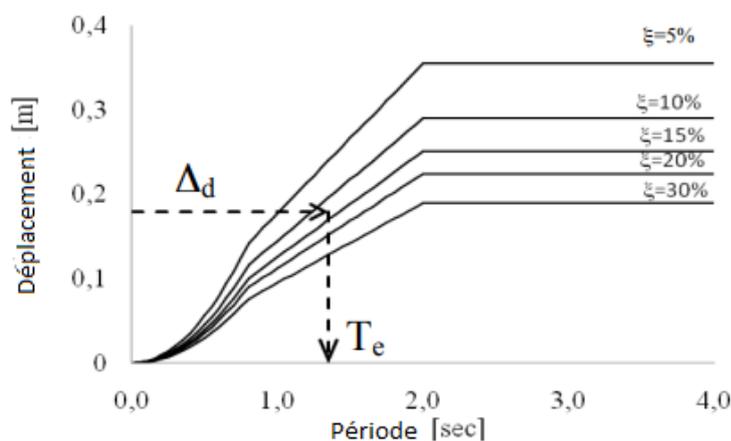
III.2.3.1 Période effective :

La période effective de la structure équivalente à la réponse de déplacement maximale est trouvée à partir du spectre de déplacement de dimensionnement pour l'amortissement visqueux équivalent ξ , i.e. c'est-à-dire en entrant le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente 1DDL Δ_d , et en déterminant la période effective T_e , (voir Figure III-3).

Les spectres de déplacement pour d'autres niveaux différents de plus de 5% peuvent être trouvés à partir de la formulation définie dans l'Eurocode 8 [3], comme :

$$S_{D,\xi} = S_{D,5\%} \left(\frac{10}{5+\xi} \right)^{1/2} \quad (\text{III-10})$$

Figure III. 3: Spectre de déplacement de dimensionnement



III.2.4 Etape 4 :

Dérivation de la rigidité effective (k_e) de la structure équivalente à partir de sa masse effective et période effective. Il est alors possible d'obtenir l'effort tranchant à la base de dimensionnement comme produit de la rigidité effective par le déplacement de calcul de la structure équivalente (1DDL).

III.2.4.1 Rigidité effective K_e :

La rigidité effective de la structure équivalente est donnée par :

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{III-11})$$

III.2.4.2 L'effort tranchant à la base V_{base} :

L'effort tranchant à la base est donné par :

$$V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (\text{III-12})$$

III.2.4.3 Vérification de l'effet $P-\Delta$:

Comme suggéré dans la Référence [1], pour les structures en béton armé, les effets $P - \Delta$ doivent être pris en compte si l'indice de stabilité (Θ), est supérieur à 0,10, avec une valeur maximale de 0,33.

L'indice de stabilité compare la magnitude de l'effet $P - \Delta$ au déplacement maximal prévu (Δ_{max}) à la capacité du moment de base de la structure (M_D). L'indice de stabilité structurelle est donné par :

$$\Theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{max}}{M} \quad (\text{III-13})$$

Avec :

- P : est la force axiale due aux charges de gravité.
- $\Delta_{max} = \Delta_d$ est le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente
- M_D = moment de renversement à la base.

La force de cisaillement de conception à la base pour prendre en compte les effets $P - \Delta$ est donnée par :

$$V_{Base} = K_e \Delta_d + C \frac{P \Delta_d}{H_e} \quad (\text{III-14})$$

Avec :

- k_e : la rigidité effective
- H_e : la hauteur effective de la structure équivalente
- C : coefficient, pris égal à 0,5 pour les bâtiments en béton armé.

Par conséquent, la capacité de moment de base requise est :

$$M_B = K_e \Delta_d H_e + C P \Delta_d \quad (\text{III-15})$$

Après la détermination de l'effort tranchant de base, celui-ci est distribué entre les éléments de masse de la structure PDDL comme forces d'inertie.

III.2.5 Etape 5 :**III.2.5.1 Distribution de la force sismique :**

Distribution de la force sismique de dimensionnement F_{Base} aux emplacements de la masse des étages du bâtiment (structure PDDL).

La force sismique de base de conception est distribuée aux niveaux d'étage comme suit :

$$\text{Si } n < 10 \quad F_i = V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=0}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{III-16})$$

$$\text{Si } n \geq 10 \quad F_i = F_t + 0.9 V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{III-17})$$

Avec :

- n : nombre d'étage
- $F_t = 0,1 V_{Base}$ au niveau de la toiture, $F_t = 0$ à tous les autres niveaux d'étage.

III.2.6 Etape 6 :

Évaluation des moments de calcul aux emplacements potentiels des rotules plastiques. À cette fin, la méthode d'analyse utilisée est une méthode simplifiée basée sur des considérations d'équilibre (distribution statiquement admissible des forces internes).

III.2.6.1 Moments des poutres

Les forces sismiques latérales F_i , obtenues avec l'équation (III-17) ou l'équation (III-18), produisent dans chacune des poteaux des forces axiales (compression ou tension) et des moments à la base des colonnes (M_{cj}).

Les forces axiales sismiques induites dans chacune des colonnes (T pour la tension ou C pour la compression) sont dues aux efforts tranchants développés dans les poutres ($\sum V_{Bi}$).

La Figure III.4 montre une distribution typique des forces latérales sismiques F_i et des forces internes correspondantes induites dans un bâtiment à ossature. En considérant l'équilibre au niveau de la base, le moment de renversement total est donné par :

$$\sum M_R = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (\text{III-18})$$

Sachant que l'équilibre doit être assuré entre les forces internes et externes, le moment de renversement total (en anglais : overturning moment) à la base de la structure est exprimé donc sous la formule suivante :

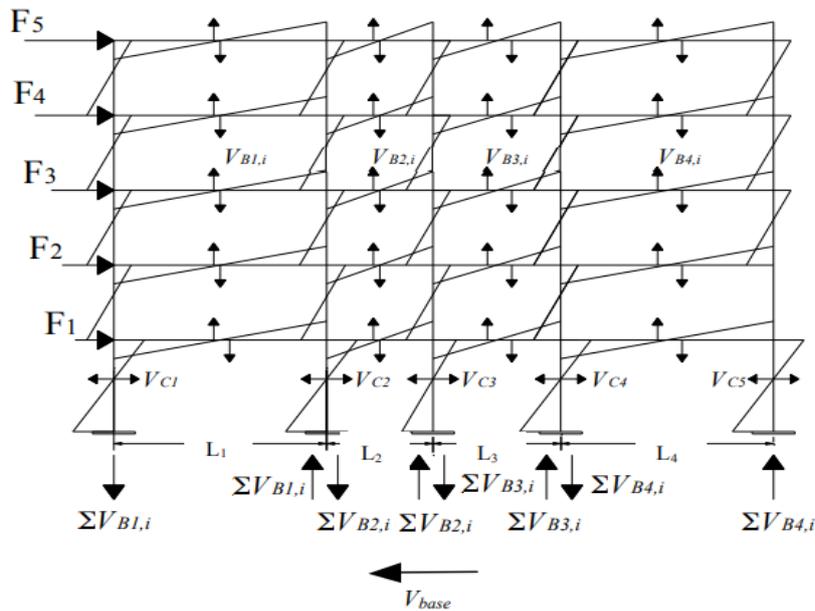
$$\text{OTM} = \sum_{j=1}^m M_{cj} + \sum_{j=2}^n [(\sum_{i=1}^n V_{B,i}) \times L_{j-1}] \quad (\text{III-19})$$

Avec :

- M_{cj} : les moments à la base des colonnes
- m : nombre de poteaux

- L_{j-1} : la longueur de chaque travée.

Figure III. 4: Calcul des moments sismiques par la méthode de déplacement direct [1]



Par conséquent, pour chaque travée, les cisaillements sismiques de la poutre dus à OTM sont donnés par

$$\sum_{i=1}^n V_{Bj-1,i} = \frac{M_R}{L_{j-1}} \tag{III-20}$$

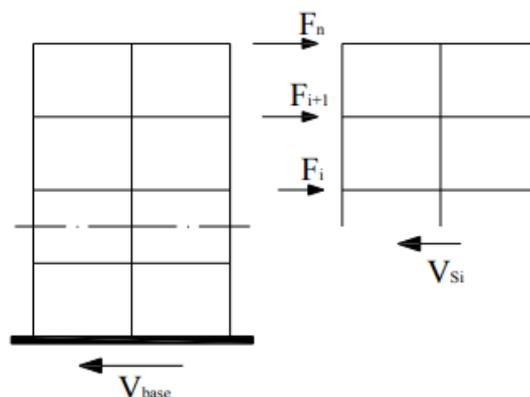
En combinant l'équation (III-18) et l'équation (III-19) et en remplaçant le moment de renversement M_R donnée par l'équation (III-20), la somme totale des forces axiales sismiques est définie comme suit :

$$\sum_{i=1}^n V_{Bj-1,i} = (\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{c_j}) / L_{j-1} \tag{III-21}$$

Toute distribution du cisaillement total requis de la poutre qui garantit que l'équation (III-21) aboutira à une solution d'équilibre statiquement admissible peut être choisie sur la base d'un jugement technique.

Cependant, dans la Réf [1], il est suggéré que la distribution de la force totale de cisaillement de la poutre pourrait être faite en proportion des cisaillements d'étage dans le niveau en dessous de la poutre considérée, comme le montre la Figure (III-5)

Figure III. 5 : Effort tranchant des étages



La répartition de l'effort tranchant total de la poutre est donc :

$$\sum_{i=1}^n V_{Bj-1,i} \cdot \frac{V_{s,i}}{\sum_{i=1}^n V_{s,i}} \quad (\text{III-22})$$

Avec :

$V_{s,i}$: L'effort tranchant de l'étage au niveau i , données par :

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^n F_k \quad (\text{III-23})$$

Après avoir calculé les forces de cisaillement de chaque poutre, les moments de calcul des poutres sont obtenus par l'équation suivante :

$$M_{Blj-1,i} + M_{Brj-1,i} = V_{Bj-1,i} \cdot L_{j-1} \quad (\text{III-24})$$

Avec :

- $M_{Blj-1,i}$: les moments de la poutre au centre du poteau à l'extrémité gauche
- $M_{Brj-1,i}$: les moments de la poutre au centre du poteau à l'extrémité droite

III.2.6.2 Moments du poteau :

Sachant que l'analyse structurelle basée sur des considérations d'équilibre est en fait une approximation de la distribution réelle, le concepteur a une certaine liberté dans le choix de la distribution de l'effort tranchant total de l'étage entre les colonnes et du moment de calcul à la base des colonnes du premier étage, à condition que l'équilibre soit maintenu entre les forces internes et externes.

L'effort tranchant total de l'étage donné par l'équation (III-23) est partagé entre les poteaux. Cela peut se faire selon le rapport suivant : 1 pour les poteaux externes et 2 pour les poteaux internes, comme suggéré dans la Référence [1] ; à partir des efforts de cisaillement à la base de la colonne V_c , il est alors possible d'obtenir les moments à la base et au sommet du poteau entre le rez-de-chaussée et le 1^{er} étage.

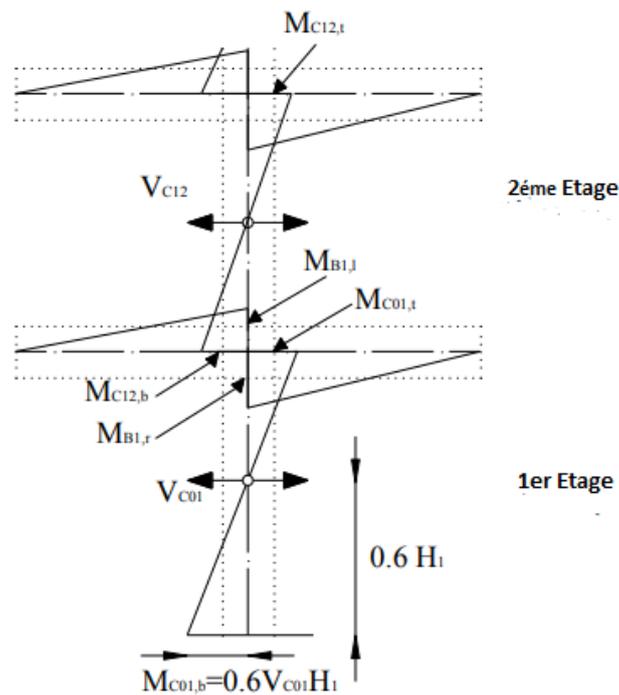
Selon la Réf. [1], pour les ossatures unidirectionnelles, le point de contre-flexion pour le moment de base des poteaux de rez-de-chaussée $M_{C01,b}$, peut être considéré comme représentant environ 60 % de la hauteur H du poteau (voir la figure III-6). Par conséquent, les moments de base des poteaux au bas et en haut du rez-de-chaussée sont donnés par :

$$\text{(BAS)} \quad M_{C01,b} = 0.6V_{C01} \cdot H_1 \quad (\text{III-25})$$

$$\text{(HAUT)} \quad M_{C01,b} = 0.4V_{C01} \cdot H_1 \quad (\text{III-26})$$

Une fois connus les moments de base des poteaux du premier niveau « rez-de-chaussée » et les moments des poutres à chaque étage, il est alors possible d'obtenir la distribution des moments des poteaux supérieurs, en considérant l'équilibre à partir des nœuds de 1^{er} niveau et successivement jusqu'au niveau supérieur, comme illustré dans la Figure III.6.

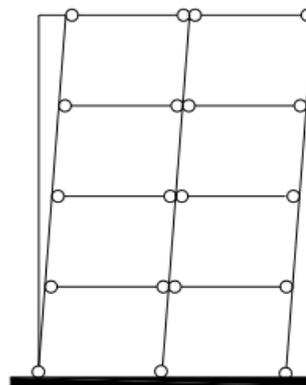
Figure III. 6 : Les moments des poteaux à partir de considérations sur l'équilibre des joints (adapté de Réf. [1])



III.2.7 Etape 7 : Exigences de conception de capacité pour les ossatures :

Des règles de conception de la capacité doivent ensuite être mises en œuvre pour s'assurer que les charnières en plastique ne peuvent pas se développer à des endroits imprévus et que la rupture par cisaillement ne peut pas se produire pour le mécanisme désiré (voire figure III-7).

Figure III. 7: Endroits de rotule plastiques des poutres d'un portique autostable



À cette fin, les résistances à la flexion des poteaux à des endroits autres que la base ou en haut et les résistances au cisaillement à l'emplacement des charnières plastiques doivent être amplifiées Pour tout élément résistant appartenant à la structure. La relation entre la résistance de calcul et la résistance de base est donnée par l'équation suivante :

$$\Phi_s S_D \geq \Phi^0 \omega_f S_E \quad (\text{III-27})$$

Avec :

- S_D : la résistance de calcul définie selon les règles de calcul de capacité
- Φ_S : facteur de réduction de résistance reliant les résistances fiables et de calcul de l'action
 - $\Phi_S=1$ devrait être adopté pour le calcul de flexion des charnières plastiques
 - $\Phi_S < 1$ pour d'autres actions et emplacements
- S_E : la résistance de base, la valeur correspondante à la distribution des forces latérales de calcul déterminée par la méthode directe de déplacement
- Φ^0 : facteur de surcharge pour tenir compte de la surcapacité aux charnières plastiques
- ω_f : l'amplification due aux effets de mode supérieur.

Pour appliquer les règles de conception de capacité, une méthode approximative, telle que proposée dans la Réf. [2], est utilisée.

III.2.7.1 Moment de conception des poteaux :

Les moments aux extrémités des poteaux, autres qu'à la base ou au sommet, sont amplifiés à la fois pour la capacité de surcharge potentielle aux niveaux des rotules plastiques des poutres (les résistances des matériaux dépassent les valeurs de conception) et pour l'amplification dynamique résultant des effets de modes supérieurs, qui ne sont pas pris en compte dans l'analyse structurelle.

La résistance à la flexion requise pour les poteaux selon les règles de calcul de la capacité de la MDD est donnée par :

$$\Phi_f M_n \geq \Phi^0 \omega_f M_E$$

Avec :

Φ_f : le facteur de réduction de la résistance ;

M_n : le moment de dimensionnement du poteau ;

Φ^0 : le facteur de surcharge ;

ω_f : le facteur d'amplification dynamique, défini dans ce qui suit

M_E : le moment du poteau résultant des forces sismiques latérales (voir Figure III-4).

Le facteur de surcharge Φ^0 est le rapport entre la capacité du moment de surcharge et la capacité requise par le calcul, il peut être déterminé par une analyse moment-courbure ou en utilisant une valeur par défaut. L'effort pour obtenir les facteurs de surcharges par l'analyse moment-courbure peut être excessif pour certaines structures et comme suggéré dans la Réf. [1] une valeur par défaut devrait être considérée. Il est possible d'adopter deux valeurs pour des situations différentes, si la conception est basée sur un modèle d'écroutissement pour les armatures de la flexion Φ^0 est pris comme 1,25, sinon, la valeur recommandée est 1,60.

Le facteur d'amplification du moment dynamique ω_f dépend de la hauteur et de la ductilité, comme le montre la figure III-8. Du premier étage jusqu'à $3/4$ de la hauteur totale, pour les portiques

unidirectionnels $\omega_{f,c}$ est donné par :

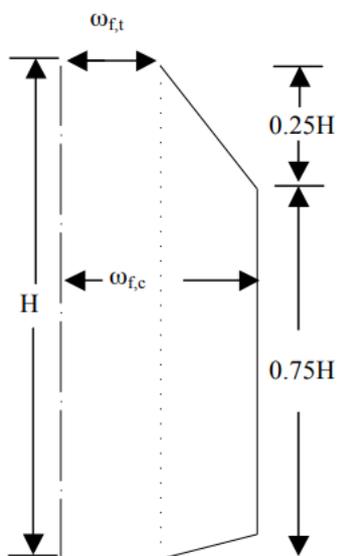
$$\omega_{f,c} = 1,15 + 0,13(u^0 - 1)$$

Avec :

u^0 : la ductilité réduite correspondant à la capacité moyenne de surcharge des appuis de la poutre.

La valeur à la base de l'étage inférieur et au sommet doit être prise comme $\omega_{f,t} = 1.0$, où l'articulation au niveau du poteau est acceptable, conformément au mode inélastique souhaitable mentionné précédemment.

Figure III. 8 : Amplification dynamique des moments des poteaux du portique (adapté de Référence [1])



CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE PAR LA METHODE DES FORCES

« Dans ce chapitre, on doit vérifier la résistance de la structure face au fléau le plus néfaste dans le domaine du bâtiment : le séisme, c'est-à-dire une étude sismique de l'ouvrage, afin de voir si les éléments pré-dimensionnés précédemment sont parfaits »

IV.1 Introduction :

La conception basée sur la force est une méthode traditionnelle de conception de structures basée sur le calcul de la force de cisaillement à la base résultant du mouvement dynamique du séisme en utilisant le spectre d'accélération et la période élastique attendue du bâtiment. Les structures étudiées par cette méthode sont capables de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour chaque zone de sismicité. Pour ce niveau elle peut alors subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants, cela en se référant au Règlement Parasismique Algérien RPA qui donne une conception et un prédimensionnement des éléments adéquats.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

En Algérie, selon RPA99, version 2003, le calcul de ces efforts sismiques est mené par 3 manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.2.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.4 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la zone III.

Notre bâtiment est à usage industriel, Donc classé dans le Groupe 2.

La hauteur de la structure : $h = 11.4\text{m} < 17\text{ m}$ (zone III)

IV.2.5 IV.2.2 Les conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), des conditions complémentaires (voir RPA-page 33)

Notre structure est régulière en plan et en élévation avec $H_{totale} = 11.4 \leq 30\text{m}$;

Pour cela on peut utiliser la méthode statique équivalente

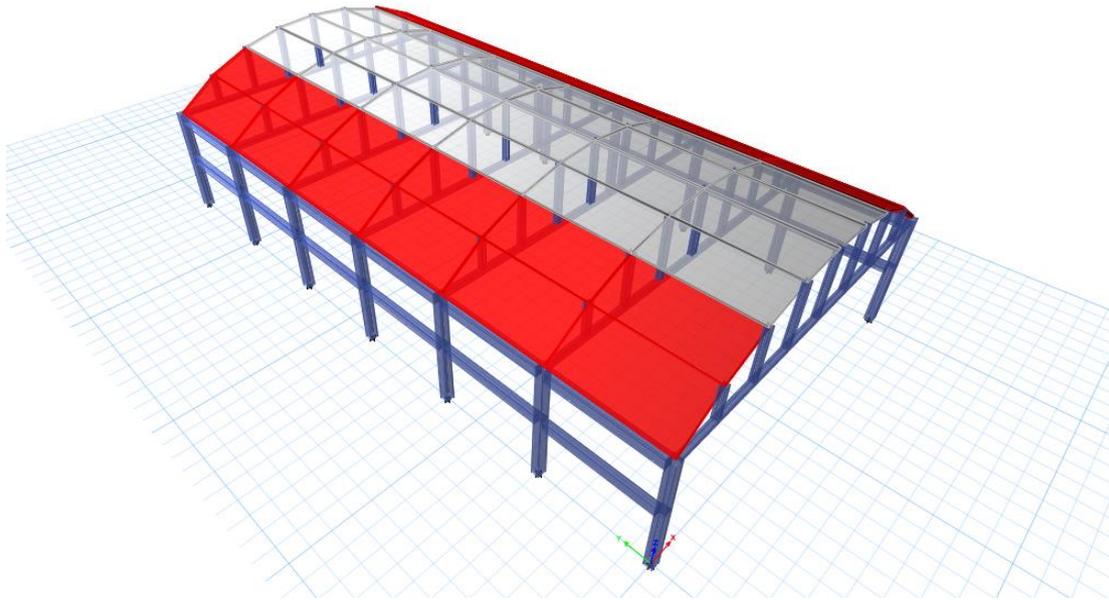
IV.2.6 IV.2.3 Description de logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisation et de visualisation 3 dimensions inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception

IV.2.7 IV.2.4 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectué comme suit :

- ❖ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire Type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- ❖ Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- ❖ La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- ❖ La toiture est simulée par des diaphragmes rigides.
- ❖ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués)

Figure IV. 1: Modèle 3D de la structure

IV.3 Premier cas : site ferme

IV.3.1 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- W : poids total de la structure

1/ Détermination des coefficients de la formule :

- Détermination du coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.25 \rightarrow$ tableau 1 RPA99/version2003 (pour Zone sismique III et Groupe d'usage 2).

Tableau IV. 1 : Coefficient d'accélération de zone

Groupe d'usage	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 2 RPA 99 / version 2003

$\xi = 7\%$ Pour un portique en béton armé avec remplissage dense.

Tableau IV. 2: Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voiles ou Mur
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 > 0.7$

- Coefficient de comportement :

Nous avons des portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide

Donc : **R=5**

- Facteur de qualité :

Ce sont des critères de qualité que les structures doivent satisfaire pour éviter la pénalité, elle est déterminée par la formule selon RPA

$$Q = \sum_1^b Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir. Sa valeur est donnée au tableau 3 RPA99 ;

On a obtenu un résultat traduit dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : valeur de pénalités Pq

Critères	Pq			
	Selon X		Selon Y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1.conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05	0	/
2.Redondance en plan	/	0.05	0	/
3.Régularité en plan	0	/	0	/
4.Régularité en élévation	0	/	0	/
5.contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
6.contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Donc on a :

- $Q_x = 1.10$
- $Q_y = 1.00$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est calculer par la formule empirique (4.6) du RPA99v2003 (article 4.2.4)

$$T = CtH_N^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (1)$$

- H_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003

$C_t = 0.075$

$H_n = 11.4 \text{ m}$

$T = 0.46 \text{ sec}$

○ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA (Tableau 4.7 page 34).

Notre site sera site ferme (S2). Donc : $T_2 = 0.40 \text{ sec}$

On adopte la deuxième équation :

AN : $D = 2.5 \times 0.88 (0.4/0.46)^{2/3}$

$D = 2.00$

○ **Le poids total de la structure :**

Le poids est calculé dans chaque niveau (i) par :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5

Hangars..... $\beta = 0.50$

$W = 5970,4548 \text{ KN}$ (donné par le logiciel ETABS)

Tableau IV. 4: Poids totale de la structure selon ETABS

TABLEAU : REACTION DE LA BASE				
G+0,5Q	Combinaison	Fx	Fy	Fz
		0	0	5970,4548

L'effort tranchant à la base est donné par le logiciel ETABS :

Tableau IV. 5: l'effort tranchant à la base selon ETABS

Direction	A	D	Q	R	W kN	V kN
X	0.25	2	1.10	5	5970,4548	656.75
Y	0.25	2	1.00	5	5970,4548	597.0455

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen
- **Q** : facteur de qualité
- **R** : coefficient de comportement
- **W** : le poids total de la structure
- **V** : l'effort tranchant à la base

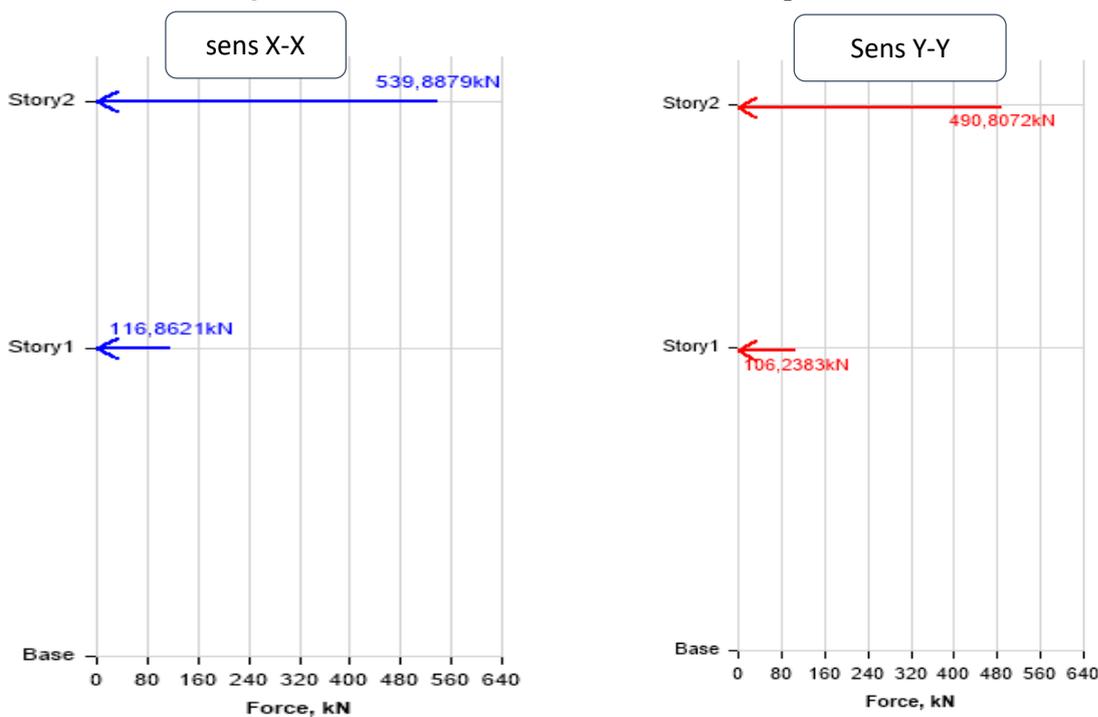
2/ Distribution de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure, les résultats sont donnés par ETABS :

Tableau IV. 6: Distribution des forces sismiques selon Etabs

ETAGE	Hauteur	X	Y
	m	kN	kN
2	7,4	539.88	490.807
1	4,1	161.862	106.238
Base	0	0	0

Figure IV. 2: Distribution de la force sismique selon la hauteur



IV.3.2 Analyse de la structure :

IV.3.2.1 Représentation des résultats de la méthode statique équivalente :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

Tableau IV. 7: Période et fréquences du modèle

Mode	Fréquence [Hz]	Période Sec	Nature
1	0,767	1,30	Translation
2	1,643	0,61	Torsion pure
3	2	0,50	Translation
4	7,504	0,13	
5	8,856	0,11	
6	9,334	0,10	

Interprétation des résultats :

- **Vérification de la période :**

$$1.3 \times T_s = 1.3 \times 0.46 = 0.598 \text{ sec} < T_{\text{dyn}} = 1.30 \text{ sec} \text{ (condition non vérifiée)}$$

1. Le premier mode est un mode de translation dans le sens X
2. Le deuxième mode torsion pure
3. Le troisième mode est un mode de translation dans le sens Y,

Figure IV. 3 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=1.30 S

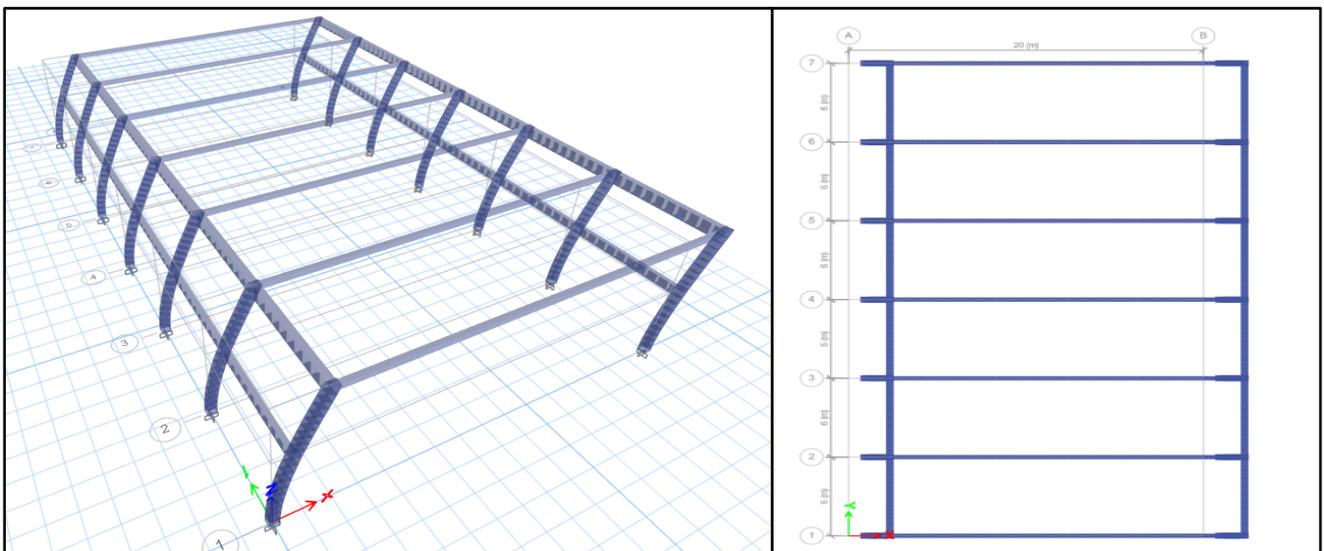
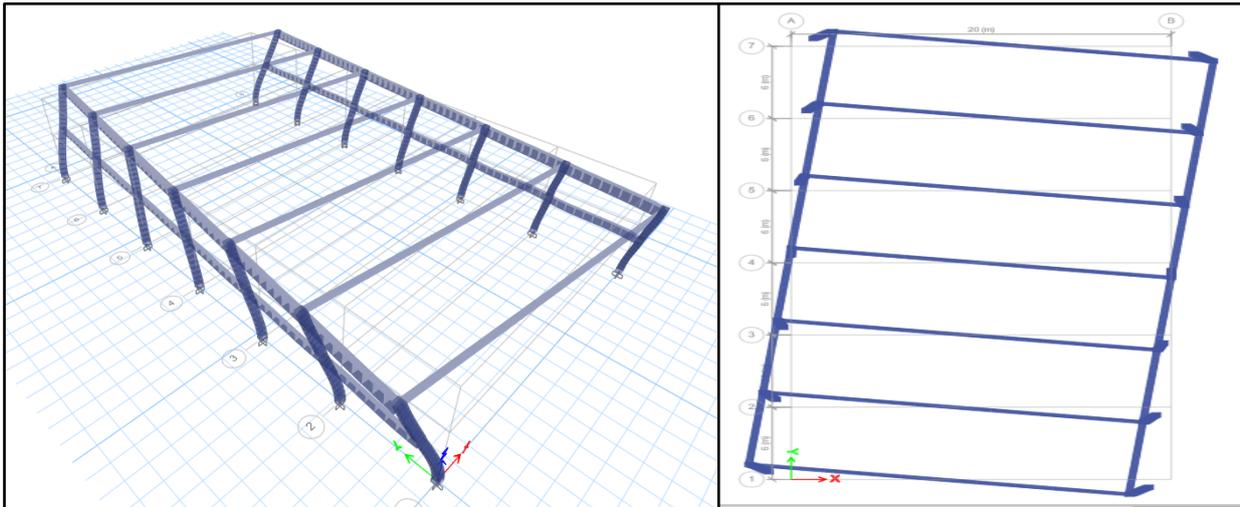
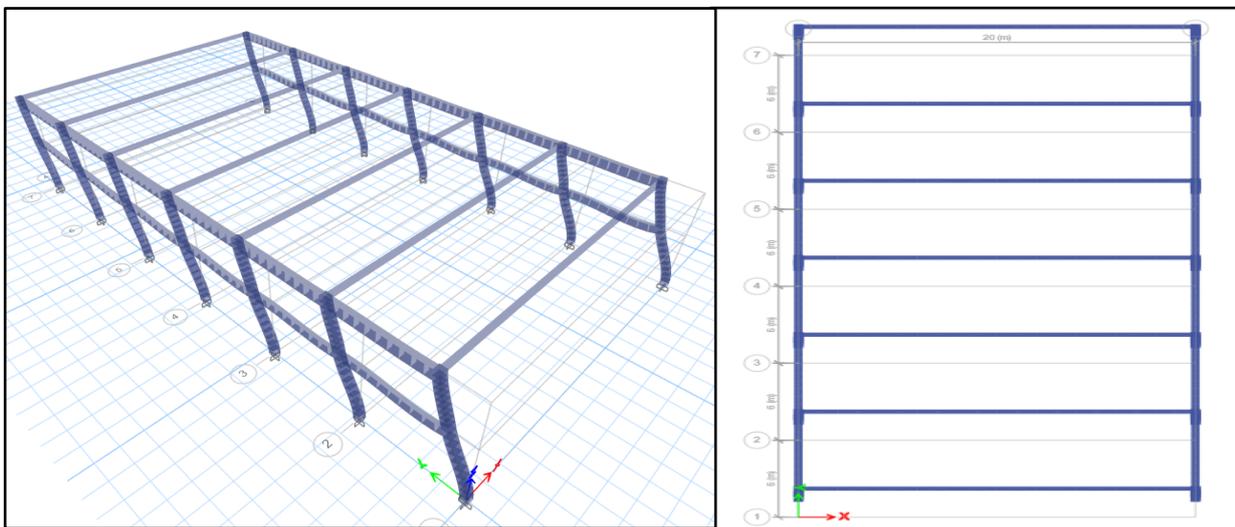


Figure IV. 4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.61 S**Figure IV. 5 :** Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan T=0.50 S

- **Solution :**

On propose deux solutions :

- L'augmentation de la section des poteaux
- Ajouter des voiles

Pour le cas de notre structure :

J'ai augmenté la section des poteaux de (75x55) pour tous les poteaux au lieu de la section qui a été choisie en prédimensionnement (40x45).

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

Tableau IV. 8 : Période et fréquences du modèle

Mode	Période	Fréquence	Nature
1	0,528	1,894	Translation
2	0,358	2,794	Torsion
3	0,324	3,086	Translation
4	0,061	16,312	
5	0,058	17,177	
6	0,056	17,713	

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale **T(dyn)= 0.528 sec.**
- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 2ème mode c'est un mode de torsion
- Le 3ème mode est un mode de translation selon l'axe Y
- L'effort tranchant à la base :

Tableau IV. 9: l'effort tranchant à la base selon ETABS

Direction	A	D	Q	R	W kN	V kN
X	0.25	2	1.10	5	6391,3255	703.045
Y	0.25	2	1.00	5	6391,3255	693,132

IV.3.2.2 Vérifications des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement, notre cas $R=3.5$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

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

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

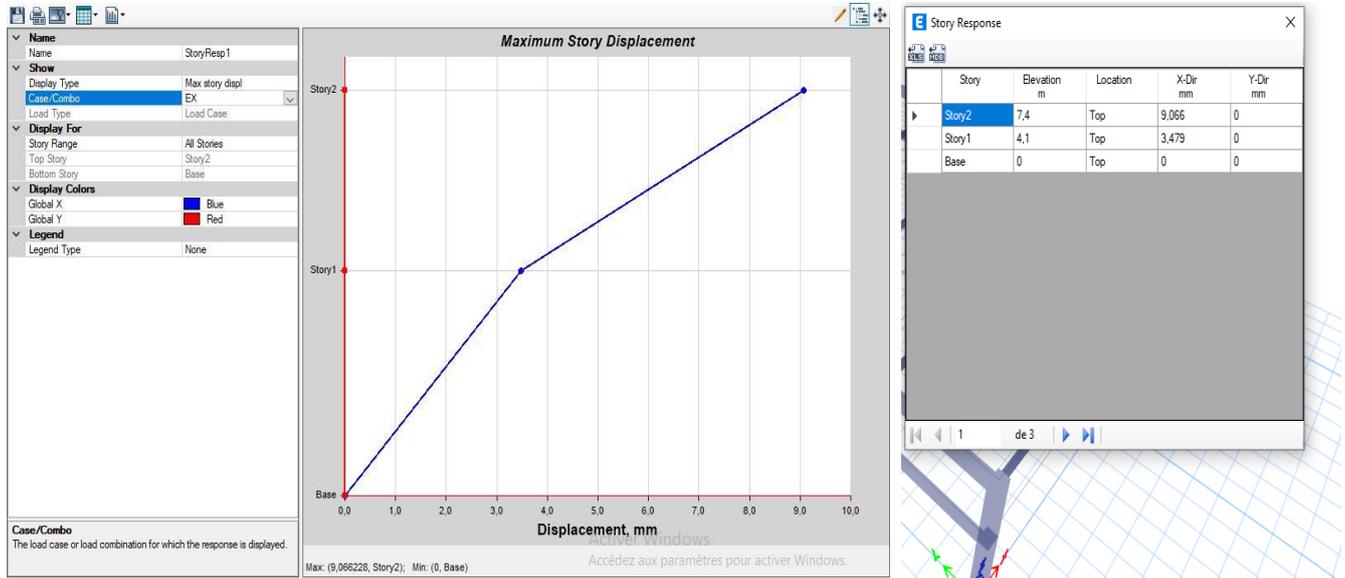
$$D_k \leq D_{adm} = 0.01h_e$$

- h_e : étant la hauteur de l'étage considéré
- D_{adm} : déplacement admissible, égale à (1% h_e)

Sens transversale X-X :

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

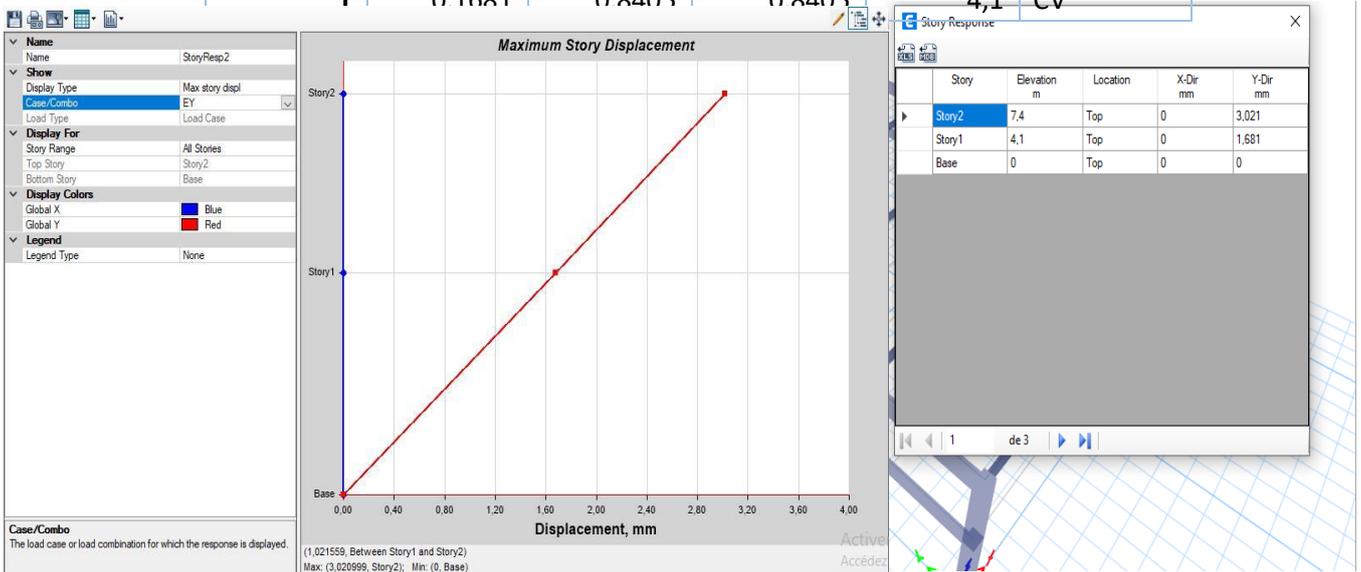
Niveaux	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R * \delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01h_e$	Vérification
2	0,9066	4,533	2,7935	3,3	CV
1	0,3479	1,7395	1,7395	4,1	CV



Sens longitudinale Y-Y :

Tableau IV. 11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R * \delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01h_e$	Vérification
2	0,3021	1,5105	0,67	3,3	CV
1	0 1681	0 8405	0 8405	4,1	CV



IV.3.2.3 Justification de l'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)

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

$$q = Pk \times Dk/Vk \times hk \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- D_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d’étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l’étage k

Sens transversale X-X :

Tableau IV. 12 : Vérification de l’effet P-Δ pour le sens transversal X-X

ETAGE	W	Pk	D _k	V _k	h _k	q	Vérification
	kN	kN	m	kN	m		
2	4426,38422	4426,38422	0,027935	564,1397	3,3	0,06641974	CV
1	1967,38422	6393,76844	0,017395	703,0458	4,1	0,03858459	CV

Sens longitudinal Y-Y :

Tableau IV. 13 : Vérification de l’effet P-Δ pour le sens longitudinal Y-Y

ETAGE	W	Pk	D _k	V _k	h _k	q	Vérification
	kN	kN	m	kN	m		
2	4426,38422	4426,38422	0,0067	512,8542	3,3	0,01752331	CV
1	1967,38422	6393,76844	0,008405	639,1326	4,1	0,02050783	CV

IV.3.2.4 Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales :

$$M_s = W \times L / 2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur LY Ou Longueur LX).
- Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

1/ Sens transversal X-X :

- **Moment stabilisant :** $M_s = W \times L / 2 = 6391.3255 \times 10 = 63913.255 \text{ kN.m}$
- **Moment de renversement :**

Tableau IV. 14: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens X

Etage	V _x (kN)	H (m)	W (kN)	X _g (m)	Mr (kN.m)
1	138,9062	4,1	6391,3255	10	569,51542
2	564,1397	7,4			4174,63378
Σ					4744,1492

$M_{rx} = 4744,1492 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{63913.255}{4744.1492} = 13.47 > 1.5 \dots\dots\dots C.V$$

2/ Sens longitudinal Y-Y :

- **Moment stabilisant :** $M_s = W \times L/2 = 6391.3255 \times 18 \leq 115043,859 \text{ kN.m}$
- **Moment de renversement :**

Tableau IV. 15: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens Y

Etage	V _x (kN)	H (m)	W (kN)	X _g (m)	M _r (kN.m)
1	126,2783	4,1	6391,3255	18	517,74103
2	512,8542	7,4			3795,12108
Σ					4312,86211

$M_{rx} = 4312,86211 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{115043.859}{4312.86211} = 26.67 > 1.5 \dots\dots\dots C.V$$

Donc : La stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens

IV.3.2.5 Justification vis-à-vis la sollicitation normale N_d :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l’action du séisme, la condition suivante indiquée dans l’article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

- **N_d** : Effort normal de calcul
- **B_c** : section brute du poteau

La vérification sur poteau se fait par les combinaisons suivantes :

- G + Q ± 1,2 E
- G + Q ± E
- 0,8G ± E

E : statique et dynamique

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Tableau IV. 16: Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau du poteau	N _d (N)	B _c (mm ²)	v	Vérification
2^{ème} Etage	568200	412500	0,045915152	CV
1^{er} Etage	391531	412500	0,031638869	CV

IV.4 Deuxième cas : site très meuble :

IV.4.1 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- W : poids total de la structure

1/ Détermination des coefficients de la formule :

- Détermination du coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.25 \rightarrow$ tableau 1 RPA99/version2003 (pour Zone sismique III et Groupe d'usage 2).

- Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 2 RPA 99 / version 2003

$\xi = 7\%$ Pour un portique en béton armé avec remplissage dense.

Donc le facteur de correction d'amortissement selon RPA99/2003 eq (4.3) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 > 0.7$$

- Coefficient de comportement :

Nous avons des portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide

Donc : $R=5$

- Facteur de qualité :

Ce sont des critères de qualité que les structures doivent satisfaire pour éviter la pénalité, elle est déterminée par la formule selon RPA

$$Q = \sum_1^b Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir. Sa valeur est donnée au tableau 3 RPA99/version 2003

Donc on a :

- $Q_x = 1.10$
- $Q_y = 1.00$

○ Calcul de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est calculer par la formule empirique (4.6) du RPA99v2003 (article 4.2.4)

$$T = C_t H_n^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1)$$

- H_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003

C_t= 0.075

H_n=11.4 m

T=0.46 sec

○ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

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

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA (Tableau 4.7 page 34).
 Notre site sera site ferme (S4). Donc : T₂=0.70 sec

On adopte la première équation :

AN : D=2.5x0.88

D=2.2

○ Le poids total de la structure :

Le poids est calculé dans chaque niveau (i) par :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta Q_i$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5

Hangars..... β=0.50

W= 6391.3255 kN (donné par le logiciel ETABS)

L'effort tranchant à la base est donné par le logiciel ETABS :

Tableau IV. 17: l'effort tranchant à la base selon ETABS

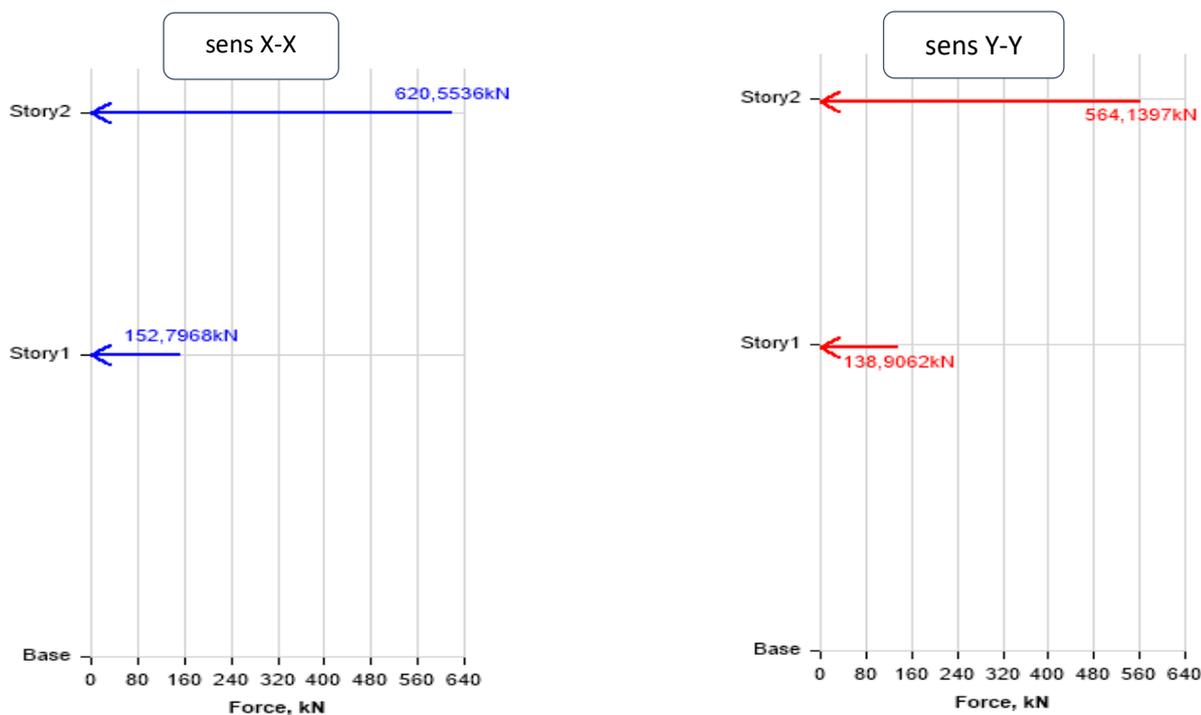
Direction	A	D	Q	R	W kN	V kN
X	0.25	2	1.10	5	6391,3255	773.3504
Y	0.25	2	1.00	5	6391,3255	703.0458

- **Distribution de la force sismique**

Tableau IV. 18: la distribution de la force sismique

NIVEAUX	Hauteur (m)	X (kN)	Y (kN)
2	7,4	620.5536	564.1397
1	4,1	152.7968	138.9062
Base	0	0	0

Figure IV. 6 : Distribution de la force sismique selon la hauteur



IV.4.2 Analyse de la structure :

IV.4.2.1 Représentation des résultats de la méthode statique équivalente :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

Tableau IV. 19: Période et fréquences du modèle

Mode	Fréquence [Hz]	Période Sec	Nature
1	1,894	0,528	Translation
2	2,794	0,358	Torsion pure
3	3,086	0,324	Translation
4	16,312	0,061	
5	17,177	0,058	
6	17,713	0,056	

- **Interprétation des résultats :**
- **Vérification de la période :**

$$1.3 \times T_s = 1.3 \times 0.46 = 0.598 \text{ sec} < T_{\text{dyn}} = 0.527 \text{ sec} \text{ (condition vérifiée)}$$

4. Le premier mode est un mode de translation dans le sens X
5. Le deuxième mode torsion pure
6. Le troisième mode est un mode de translation dans le sens Y,

IV.4.2.2 Vérifications des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement, notre cas R=3.5

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

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

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$D_k \leq D_{\text{adm}} = 0.01h_e$$

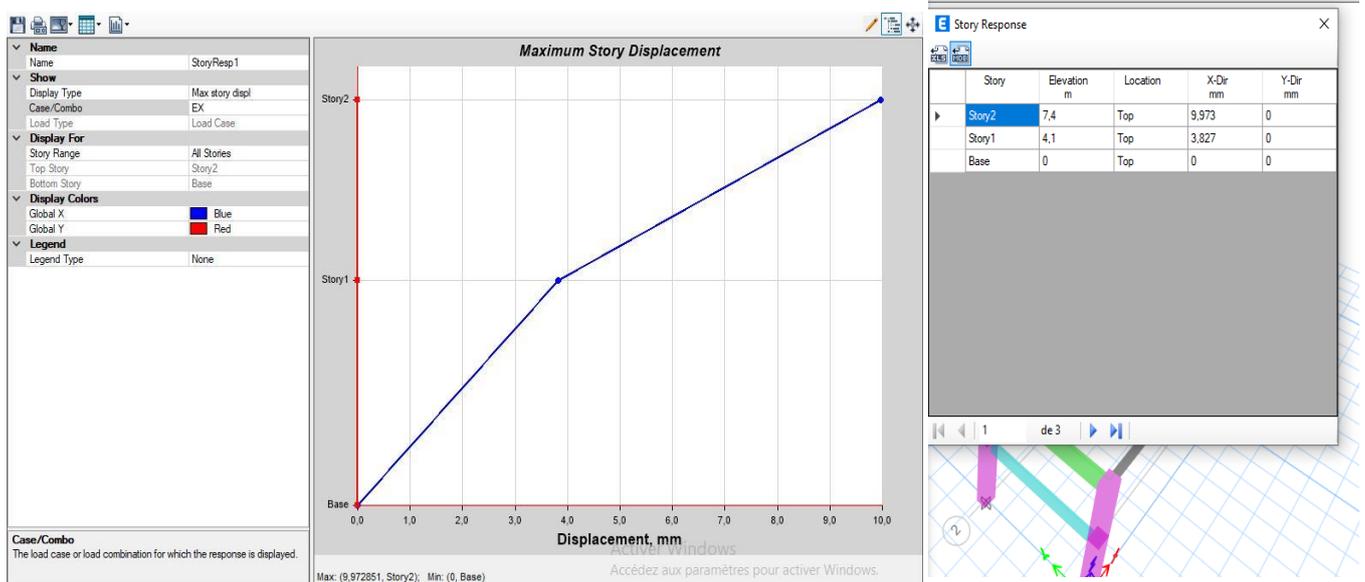
h_e : étant la hauteur de l'étage considéré

D_{adm} : déplacement admissible, égale à (1% h_e)

Sens transversale (X-X) :

Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

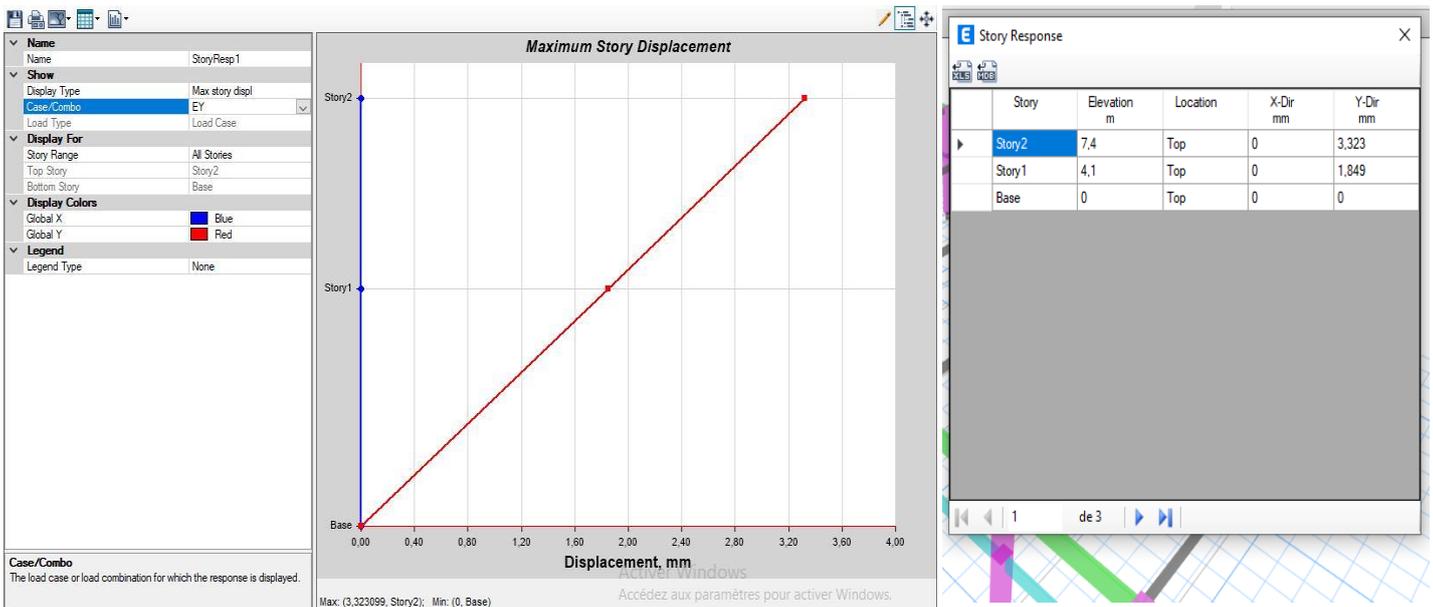
Niveaux	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R * \delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01 h_e	Vérification
2	0,9973	4,9865	3,073	3,3	CV
1	0,3827	1,9135	1,9135	4,1	CV



Sens longitudinale Y-Y :

Tableau IV. 21: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R * \delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01h_e$	Vérification
2	0,3323	1,6615	0,737	3,3	CV
1	0,1849	0,9245	0,9245	4,1	CV



IV.4.2.3 Justification de l'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Article : 5.9)

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

$$q = P_k \times D_k / V_k \times h_k \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

- D_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

Sens transversale X-X :

Tableau IV. 22: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal X-X

ETAGE	W kN	Pk kN	Δ_k m	V_k kN	h_k m	θ	Vérification
2	4426,38423	4426,38423	0,03073	620,5536	3,3	0,06642299	CV
1	1967,12445	6393,50868	0,019135	773,3504	4,1	0,03858403	CV

Sens longitudinal Y-Y :

Tableau IV. 23: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal Y-Y

ETAGE	W kN	Pk kN	Δ_k m	V_k kN	h_k m	θ	Vérification
2	4426,38423	4426,38423	0,00737	564,1397	3,3	0,0175233	CV
1	1967,12445	6393,50868	0,009245	703,0458	4,1	0,02050589	CV

IV.4.2.4 Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.5$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales :

$$M_s = W \times L / 2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur LY Ou Longueur LX).
- M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

1/ Sens transversal X-X :

- **Moment stabilisant :** $M_s = W \times L / 2 = 6391.3255 \times 10 = 63913.255 \text{ kN.m}$
- **Moment de renversement :**

Tableau IV. 24: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens X

Etage	V_x (kN)	H (m)	W (kN)	X_g (m)	M_r (kN.m)
1	152,7968	4,1	6391,3255	10	626,46688
2	620,5536	7,4			4592,09664
Σ					5218.5635

$M_{rx} = 5218.5635 \text{ kN.m}$

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{63913.255}{5218.5635} = 12.25 > 1.5 \dots\dots\dots C.V$$

2/ Sens longitudinal Y-Y :

- **Moment stabilisant :** $M_s = W \times L/2 = 6391.3255 \times 18 = 115043,859 \text{ kN.m}$
- **Moment de renversement :**

Tableau IV. 25: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens Y

Etage	Vx (kN)	H (m)	W (kN)	Xg (m)	Mr (kN.m)
1	138,9062	4,1	6391,3255	18	569,51542
2	564,1397	7,4			4174,63378
Σ					4744.1492

$M_{rx} = 4744.1492 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{115043.859}{4744.1492} = 24.24 > 1.5 \dots\dots\dots C.V$$

Donc : La stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens

IV.4.2.5 Justification vis-à-vis la sollicitation normale N_d :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l’action du séisme, la condition suivante indiquée dans l’article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_c 28} < 0.30$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul
- B_c : section brute du poteau

Tableau IV. 26: Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau du poteau	N_d (N)	B_c (mm ²)	v	Vérification
2^{ème} Etage	568200	412500	0,045915152	CV
1^{er} Etage	391531	412500	0,031638869	CV

IV.5 CONCLUSION :

Les étapes de vérifications suivis -les deux sites- pour définir le modèle final était :

- Vérifier les déplacements inter-étages qui est un indice de dommage de l’étage.
- Vérifier l’effet P-Δ pour la stabilité de la structure.
- Vérifier la stabilité au renversement.
- Vérifier l’effort normale réduit pour prendre en considération l’écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

Les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2020 (sollicitations des différents éléments) seront utilisés pour le calcul des armatures des éléments principaux (poteaux, poutres) ce qui va venir dans le chapitre de ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble bidimensionnel des poteaux et poutres, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS 20), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Leurs ferrillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables dans les situations suivantes :

Tableau V. 1:Caractéristiques du béton et de l'acier

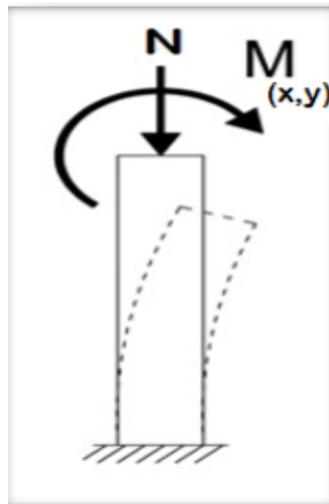
SITUATION	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	(MPa)	γ_s	f_e (MPa)	(MPa)
Durable	1.5	30	20	1.15	400	374.82
Accidentelle	1.15		26.08	1		400

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Figure V. 1 : flexion composée du poteau



Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

V.2.1 Combinaisons d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

- 1) 1) $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- 2) 2) $G + Q$ à l'E.L.S

b. Selon le règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

- 1) 1) $G + Q \pm E$ (1)
- 2) 2) $0,8 G \pm E$ (2)

V.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Ce sont des aciers principaux qui reprennent les efforts dans les parties tendues du béton, qui selon le règlement parasismique algérien RPA99v2003 doit être avoir les caractéristiques suivantes :

- Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 4\%$ en zone courante (Z.C)

$0.9\% < A_s/B < 6\%$ en zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

As : la section d'acier

B : section du béton [cm²]

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $t \leq \min (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1)$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

-La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{t b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad 0,3 \%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 5 \quad \rightarrow \quad 0,8 \%$$

$$\text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \quad \rightarrow \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = L$)

Selon le BAEL91 : (art A.8.1, 3)

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \phi_1 / 3$$

$$2/ \text{ leur espacement : } S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$1/ \quad N_{max} \rightarrow M_{corr}$$

$$2/ \quad N_{min} \rightarrow M_{corr}$$

$$3/ \quad M_{max} \rightarrow N_{corr}$$

Le tableau (V-2) regroupe tous les résultats des efforts ainsi que les moments fléchissant sur les poteaux de la structure en site 2 et 4 respectivement, selon les combinaisons d'actions

V.2.3 Calcul du ferrailage :

Tableau V. 2: Les efforts normaux et moments du poteau (site ferme)

SITE	Section	Cas	ELU		ELA 0,8G+Q+E		ELA G+Q+E		ELS	
			N (kN)	M (kN,m)	N (kN)	M (kN,m)	N (kN)	M (kN,m)	N (kN)	M (kN,m)
2	75x55	1	-760,3936	0,7034	-454,7148	134,3279	-567,3757	134,4321	-205.4697	31.7199
		2	-241,8871	9,0989	-123,7717	42,52	-159,6068	41,1754		
		3	-277,3841	42,8219	-281,803	136,2993	-343,037	138,6994		
4	75X55	1	-760,3936	-0,7034	-455,1369	-147,719	-567,7878	-147,8232	-563,2545	0,521
		2	-241,8871	-9,0989	-121,8148	47,315	-157,6499	45,967		
		3	-277,3841	42,8219	-148,9692	285,9692	-346,7205	151,3693		

• **Section d’armatures :**

Le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l’autre.

Section minimale :

Selon l’RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_s^{min} = 0,9\% B$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 66.6 \frac{2.4}{400} = 24.75 \text{ cm}^2$$

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

Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux pour les deux sites

SITE	Section (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	Section d’EXPERT BA	Ferrailage longitudinale	
					Choix	Section (cm ²)
2	55*75	37.125	24.75	10.4	8HA25	39.27
4				24.4	8HA25	39.27

On prend donc comme armature : **8HA25 = 39.27 cm²**

V.2.4 Vérification à l’ELS :

Les contraintes sont calculées à l’Etat limite de service sous (N^{ser}, M^{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

- Fissuration peu nuisible Pas de vérifications

- Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \text{Min}$

$$\left(\frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

- Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta \right)$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de vérifications

V.2.5 Vérification à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

$V_{\max} = 59.1462 \text{ kN}$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

Tableau V. 4 : Résumé des efforts tranchants du poteau pour les deux sites

Site	V	b	d	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérifications
2	60.2611	55	72	0.15	4	CV
4	66.2872	55	72	0.17	4	CV

V.2.6 Armatures transversales :

En raison du risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{7.4}{0.55} \text{ ou } \frac{7.4}{0.75} \right)$$

$$\lambda_g = 9.86 > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

St : est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $St \leq 10 \text{ cm}$ Zone III
- La zone courante : $St \leq \min (b/2, h/2, 10 \phi_l)$ En prends 20 cm

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

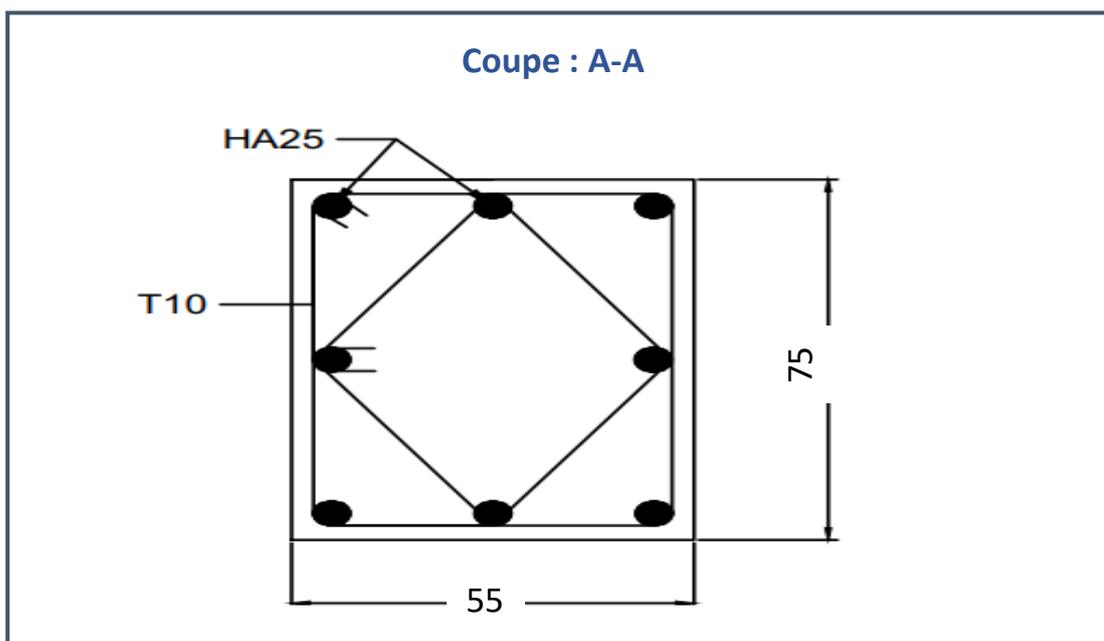
Alors :

Tableau V. 5 : Armatures transversales pour les deux sites

Site	Vu kN	At		Choix	Section cm ²
		Zone nodale cm ²	Zone courante cm ²		
2	60.2611	0.75	1.13	4 ϕ 10	3.14
4	66.2872	0.82	1.24	4 ϕ 10	3.14

V.2.7 Schéma du ferraillage des poteaux :

FigureV. 2: Ferraillage de la section transversale du poteau. 55X75



V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2 Combinaisons d'action :

Selon BAEL 91 :

- 1) E.L.U. : $1,35G + 1,5Q$ en travée.
- 2) ELS : $G+Q$ en travée

Selon le RPA 99/version 2003 :

- 1) $G+Q \pm E$ sur appuis.
- 2) $0,8G \pm E$ sur appuis.

V.3.3 Recommandations du RPA 99/version 2003 :

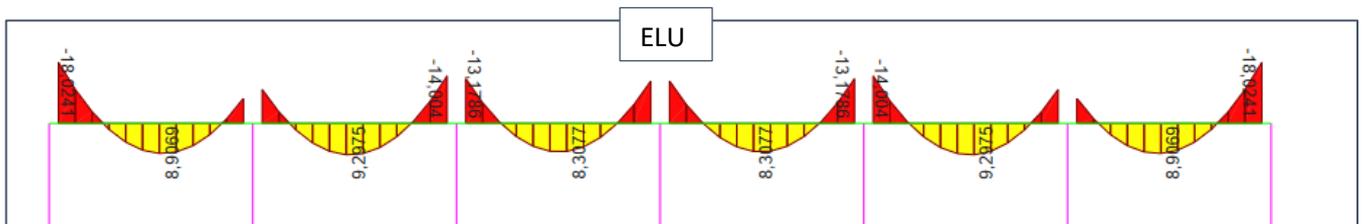
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone recouvrement
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle

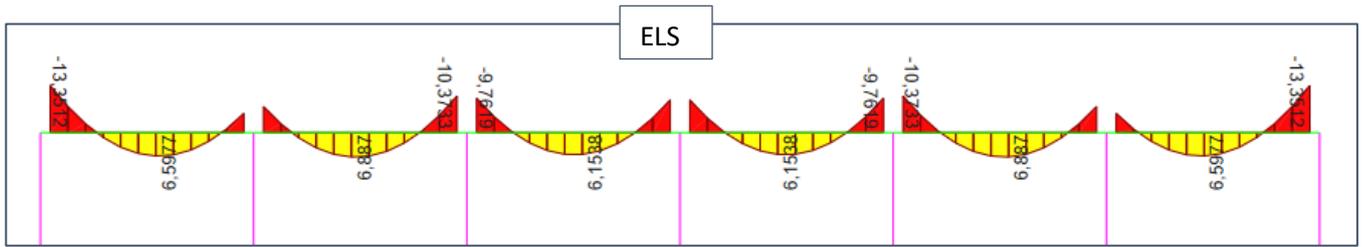
V.3.4 Les diagrammes des moments (Site ferme) :

1/ Poutre Verticale :

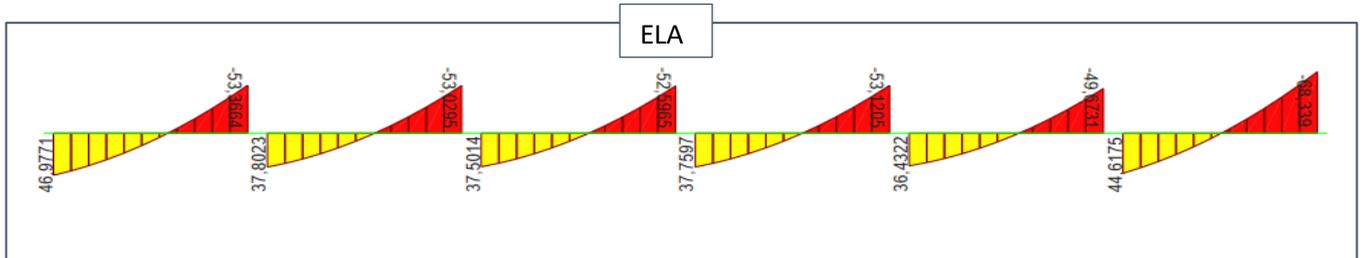
a) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELU :



b) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELS

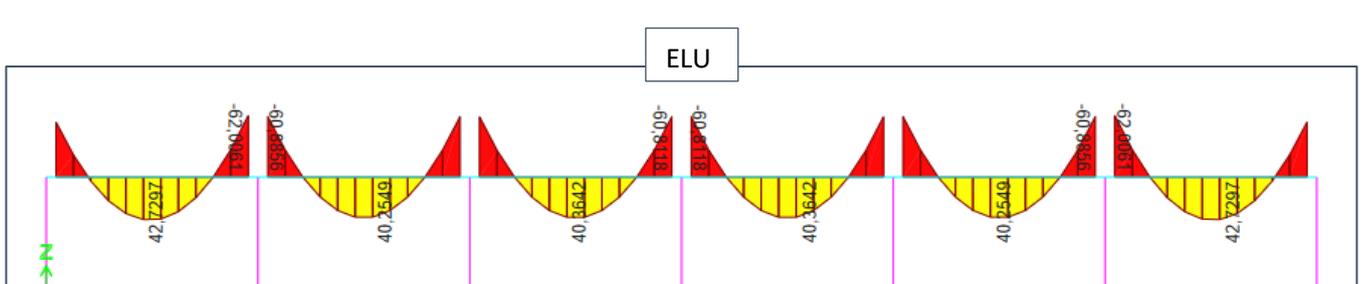


c) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELA :

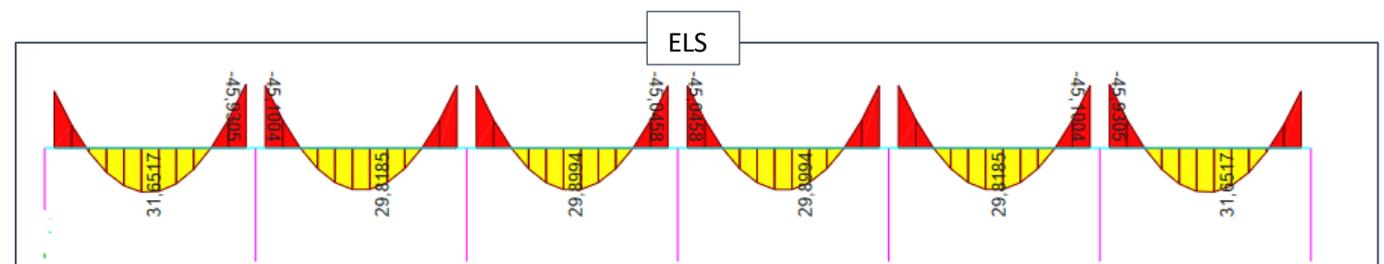


2/ Poutre murale :

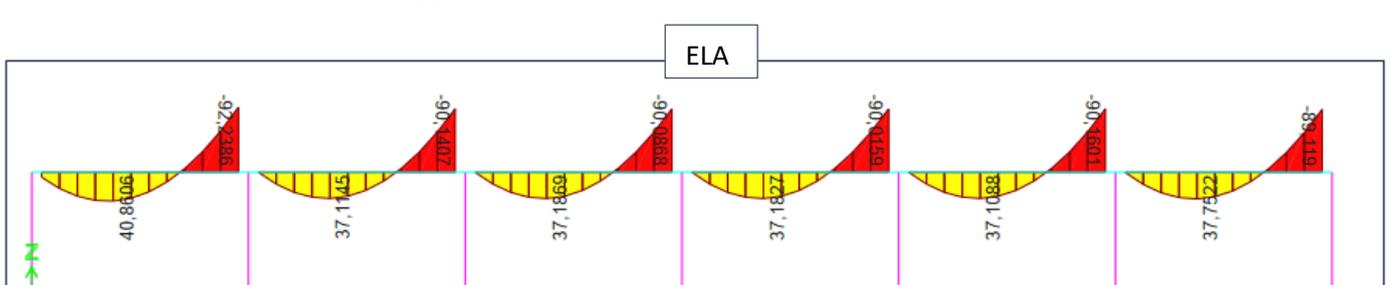
a) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELU :



b) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELS :



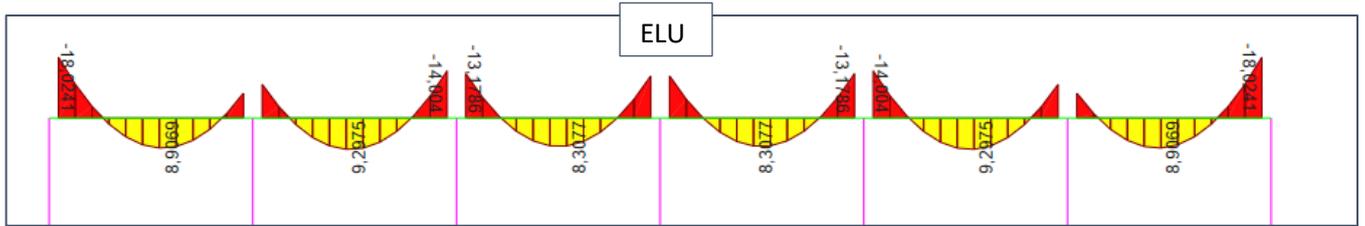
c) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELA :



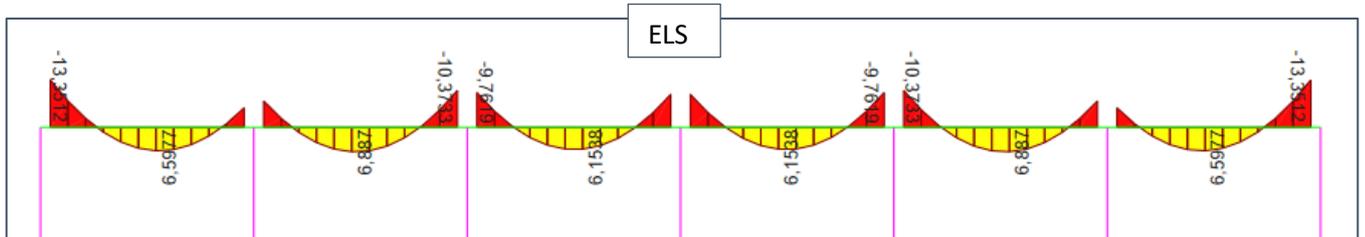
V.3.5 Les diagrammes des moments (Site très meuble) :

1/ Poutre verticale :

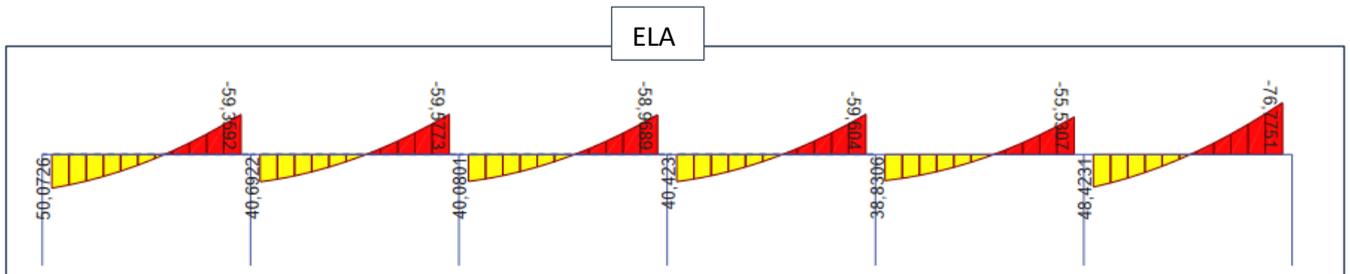
a) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELU :



b) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELS :

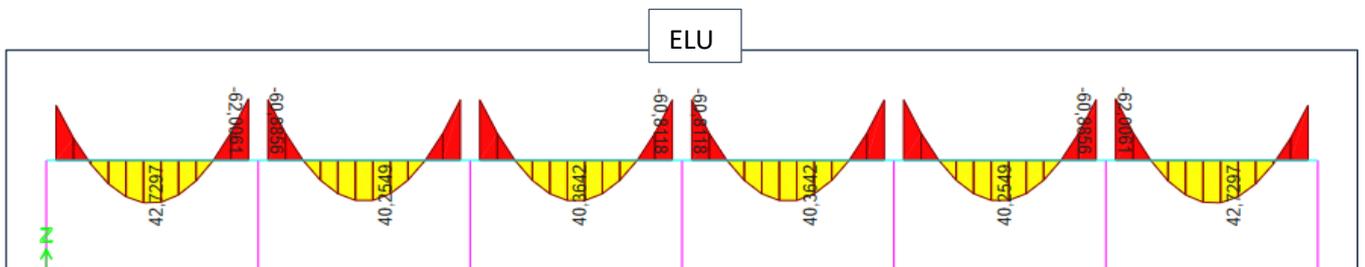


c) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELA :

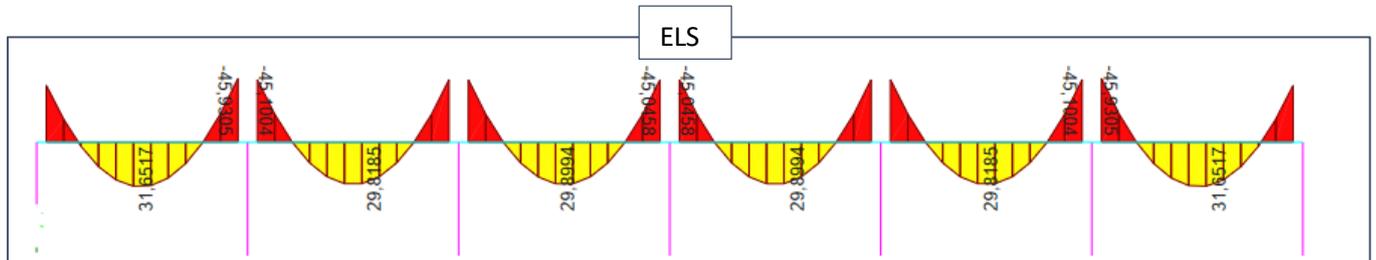


2/ Poutre murale :

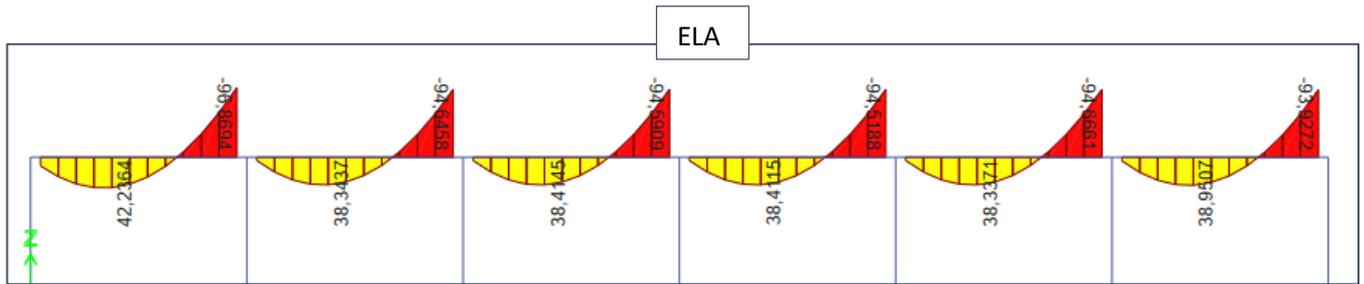
a) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELU :



b) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELS :



c) Moment maximale sur appuis et travée à l'ELA :



Les résultats sont tirés à partir de logiciel ETABS 2020 sous les combinaisons d'action suivante :

Tableau V. 6 : Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

sites	Poutres	EIU		ELS		G+Q+E		0,8G+Q+E	
		En travée	En Appuis						
2	P. Verticale	9,2975	18,0241	6,887	13,3512	44,306	71,0093	46,9771	68,339
	P. Murale	42,7297	62,0061	31,6517	45,9305	40,8606	92,2386	36,38	83,0525
4	P. Verticale	9,2975	18,0241	6,887	13,3512	50,073	76,775	52,742	74,104
	P. Murale	42,7297	62,0061	31,6517	45,9305	42,236	96,869	38,62	87,682

V.3.6 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

1/ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

Fe = 400 MPa

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A=0

$$a = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = 1 - 0.4 a$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 17 \text{ MPa}$$

2/ **ELS :**

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

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte maximum du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

3/ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 12.25 \text{ cm}^2$$

4/ Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

5 / Pourcentage minimal :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

- **D'après le BAEL91 (Article.B.6.4) :**

$$A'_m=0,001 \times h \times b=0,001 \times 70 \times 35 = 2.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre verticale}$$

$$A'_m =0,001 \times h \times b=0,001 \times 55 \times 25= 1.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre murale}$$

- **D'après le RPA99 (article-7.5.2.1) :**

0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% .b.h$

$$A_{min} =0,005 \times h \times b=0,005 \times 70 \times 35 = 12.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre verticale}$$

$$A_{min} = 0,005 \times h \times b=0,005 \times 55 \times 25 = 6.875 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre murale}$$

6/ condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{P. Verticale : } A_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 63 \times \frac{2.4}{400} = 3.042 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3.042 \times 2 = 6.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{P. Murale : } A_{min} \geq 0.23 \times 25 \times 49.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.71 \times 2 =3.42 \text{ cm}^2$$

V.3.7 Calcul les armatures des poutres :

Tableau V. 7: Caractéristiques des poutres

POUTRES	h	b	d	σ_s	σ_b
P. Verticale	70	35	63	348	17
P. Murale	55	25	49.5	348	17

1/ En travée :

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau V. 8: section des aciers en travée

Sites	Poutres	M_t (N.m)	μ	μ_i	a	β	$A_{travée}$ (cm ²)
2	P. Verticale	46977.1	0.0971	0.392	0.127	0.95	2.26
	P. Murale	42729.7	0.200	0.392	0.281	0.89	2.78
4	P. Verticale	52742	0.109	0.392	0.144	0.94	2.55
	P. Murale	42729.7	0.200	0.392	0.281	0.89	2.78

a) ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\eta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Tableau V. 9: Vérification à l'ELS

Site	Poutres	α	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Vérification
2	P. Verticale	0.127	46977.1	6887	6.82	3.210	CV
	P. Murale	0.281	42729.7	31651,7	1.34	0.474	CV
4	P. Verticale	0.144	52742	6887	7.65	3.629	CV
	P. Murale	0.281	42729.7	31651,7	1.34	0.474	CV

Tableau V. 10: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres verticales et murales en travée

Site	Poutres	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{max}^{RPA}		le choix	$A_{Adopté}$
					Z.C	Z.N		
2	P. Verticale	2.09	2.45	12.25	98	147	4HA16	8.04
	P. Murale	2.78	1.375	6.875	55	82.5	3HA14	4.62
4	P. Verticale	2.34	2.45	12.25	98	147	4HA16	8.04
	P. Murale	2.78	1.375	6.875	55	82.5	3HA14	4.62

2/ Sur Appuis :

Sites	Poutres	M_a (N.m)	μ	μ_i	α	β	A_{appuis} (cm ²)
2	P. Verticale	71.0093	0.0971	0.392	0,0381	0,98	3,28
	P. Murale	92.2386	0.200	0.392	0,116	0,95	5,61
4	P. Verticale	76.775	0,0737	0.392	0,095	0,96	4,63
	P. Murale	96.869	0,0930	0.392	0,122	0,95	5,91

Tableau V. 11: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres verticales et murales en appuis

Site	Poutres	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{max}^{RPA}		le choix	$A_{Adopté}$
					Z.C	Z.N		
2	P. Verticale	3,28	2.45	12.25	98	147	3HA14	4.62
	P. Murale	5,61	1.375	6.875	55	82.5	2HA14	3.08
4	P. Verticale	4,63	2.45	12.25	98	147	3HA14	4.62
	P. Murale	5,91	1.375	6.875	55	82.5	2HA14	3.08

V.3.8 Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1) :

1/ Poutres verticales :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.75}{6} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

2/ Poutres murale :

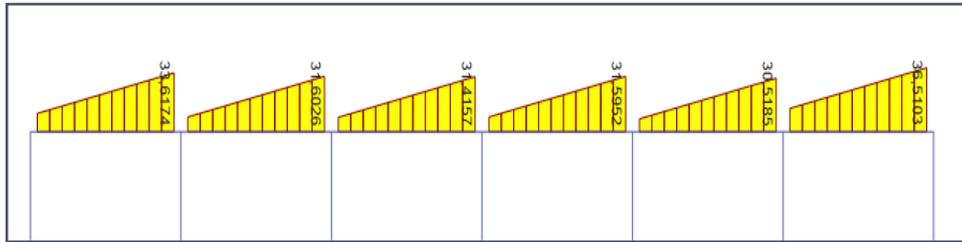
$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.55}{6} = 0.0916 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.3.9 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

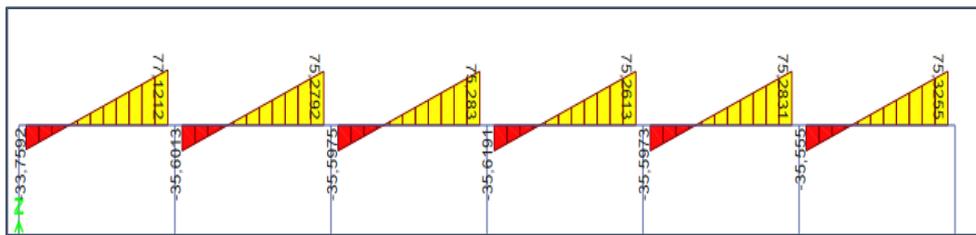
1/ site ferme :

La combinaison : 0.8G+Ey

FigureV. 3 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre verticale



FigureV. 4 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre murale



La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_{adm} > \tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

Avec :

Poutre verticale : $T_u^{max} = 36.5102 \text{ kN}$

Poutre Murale : $T_u^{max} = 77.1212 \text{ kN}$

$\tau_{adm} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ fissuration peu nuisible

$\tau_{adm} = \min(4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

$$\begin{matrix} \text{Poutre verticale} \\ \text{Poutre murale} \end{matrix} \left\{ \begin{matrix} \tau = \frac{36510.2}{35 \times 63 \times 100} = 0.165 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ \tau = \frac{77121.2}{25 \times 49.5 \times 100} = 0.623 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{matrix} \right.$$

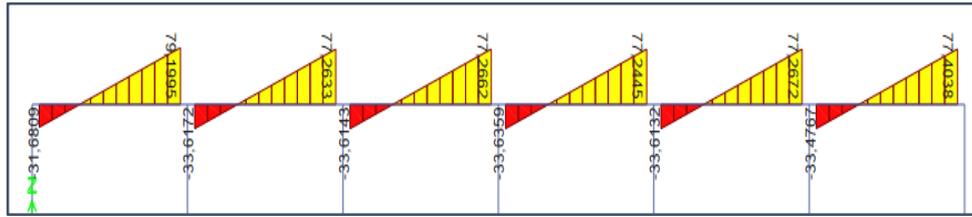
2/ site très meuble :

La combinaison : 0.8G+Ey

Figure V. 5 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre verticale



Figure V. 6 : diagramme de l'effort tranchant de la poutre murale



Poutre verticale : $T_u^{max} = 38.8585 \text{ kN}$

Poutre Murale : $T_u^{max} = 79.1985 \text{ kN}$

$$\begin{cases}
 \text{Poutre verticale} & \tau = \frac{38858.5}{35 \times 63 \times 100} = 0.176 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier} \\
 \text{Poutre murale} & \tau = \frac{79198.5}{25 \times 49.5 \times 100} = 0.639 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}
 \end{cases}$$

V.3.10 Armatures transversales :

La section des armatures transversales selon l’RPA99v2003 (7.5.2.2) est :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

Avec :

S_t : l’espacement maximale entre les armatures transversales

- **Poutre verticale :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 37.5 \text{ cm} \quad \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc :

Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 20 \times 35$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2.36 cm²

Zone courante : $A_t = 0.003 \times 30 \times 35$

$$A_t = 3.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3.39 cm²

- **Poutre murale :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 15 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 27.5 \text{ cm} \quad \rightarrow S_t=25 \text{ cm}$$

Donc :

Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 15 \times 25$

$$A_t = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}8 = 1.57 \text{ cm}^2$$

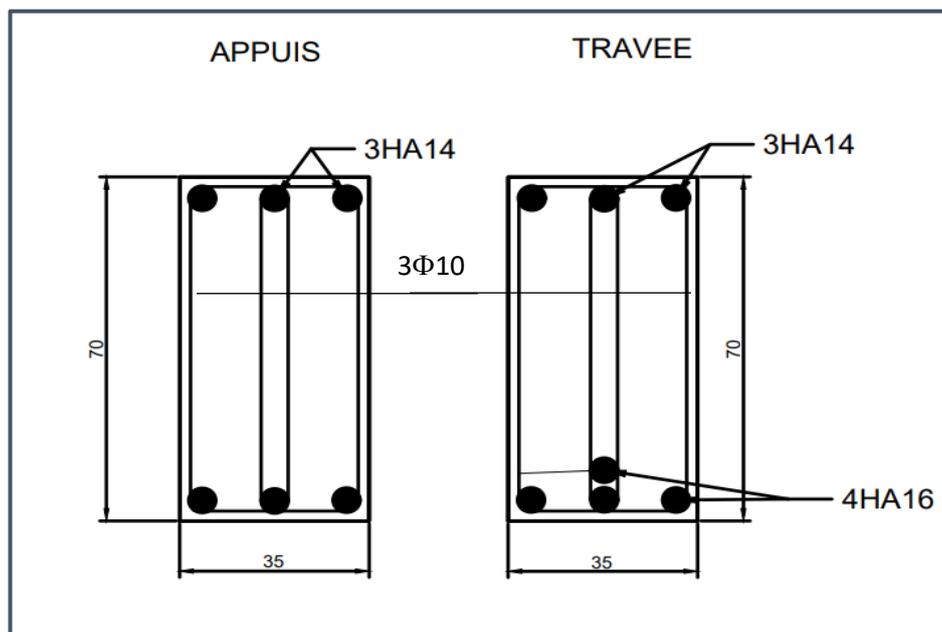
Zone courante : $A_t = 0.003 \times 25 \times 25$

$$A_t = 1.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

V.3.11 Schéma de ferrailage :

Figure V. 7: Ferrailage de la section transversale de la poutre verticale



Chapitre VI :

Etude sismique par la méthode directe de déplacement

VI.1 INTRODUCTION :

La procédure est basée sur le concept de la structure équivalente, la structure est représentée par une structure un degré de liberté équivalente avec un system, masse et amortissement équivalents. L'idée de base est d'obtenir l'effort tranchant à la base à partir d'un déplacement de cible donnée et le niveau de ductilité qui peut être estimé à partir de la section de l'élément. Dans cette approche, les structures sont conçues pour réaliser, plutôt que d'être limitées par, les déplacements correspondant à un état limite spécifié. Cette approche permet également de réduire les coûts de construction et de réparation des bâtiments après un séisme.

VI.2 Application de la méthode de déplacement direct :

La structure sera étudiée dans les deux directions, le sens longitudinal et transversal pour deux différents sites :

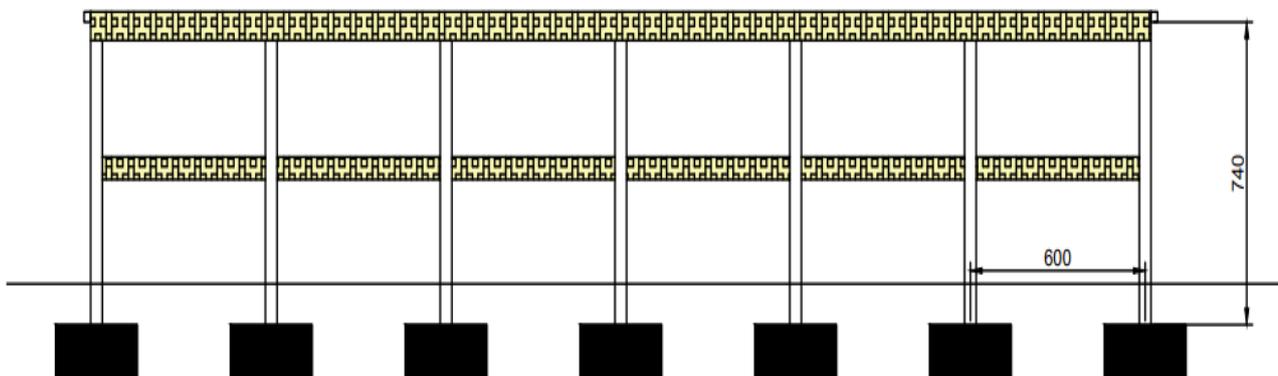
- Site ferme(S2)
- Site très meuble(S4)

VI.3 Premier cas site ferme :

Le sens longitudinal :

Dans une première étape, L'ossature est conçue selon la procédure de conception basée sur le déplacement direct considérant être situé en site ferme (S2), zone III.

Figure VI. 1 : Vue en élévation sens longitudinale

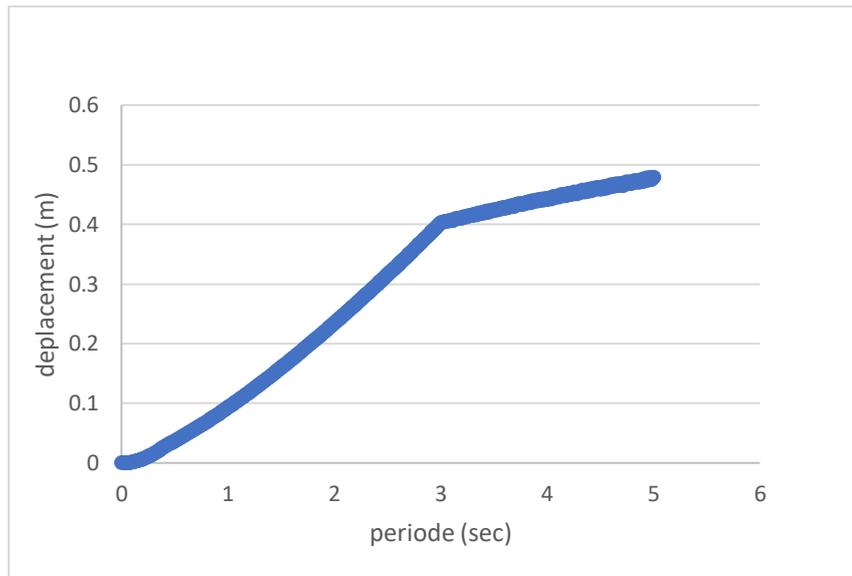


Avec un spectre de déplacement élastique selon la référence [1] définis par :

$$S_{de}(T) = S_a(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad \text{eq (V-1)}$$

Avec :

- S_a : spectre d'accélération élastique
- S_{de} : spectre de déplacement élastique
- T : la période

Figure V-2 : Spectre de déplacement de dimensionnement

VI.3.1 1^{ER} CAS (1 %, Selon l'article (5.10) RPA99_v2003)

VI.3.1.1 Calcul des paramètres de la structure équivalente (1 Degré De Liberté) :

La forme du mode inélastique normalisé de la structure plusieurs degrés de liberté (PDDL) pour notre structure est donné selon la référence [1] par l'équation suivante :

$$N < 4 \rightarrow d_i = \frac{H_i}{H_n}$$

AN :

$$d_i = \frac{4.1}{7.4} \rightarrow d_1 = 0.55$$

Avec :

- H_i : la hauteur d'étage
- H_n : la hauteur totale de la structure

1/ Déplacement inter-étage :

La limite de déplacement inter-étages (Θ) a été considérée comme étant de Calcul des déplacements des étages :

Pour les bâtiments à ossature, le déplacement de la structure équivalente est généralement régi par une limite de déplacement aux étages inférieurs du bâtiment. Cette forme implique que le déplacement maximum se produit entre le sol et le premier étage.

Donc le déplacement critique pour le premier étage selon RPA99_v2003 est :

$$\Delta_c = H_1 \Theta_d \rightarrow \Delta_c = 0.01 \times 4.1 = 0.041 \text{ m}$$

$$d_c = d_1 = 0.554$$

Donc le déplacement d'étage est donné par :

$$\Delta_i = \delta_i \times \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad \text{eq (V-2)}$$

Avec :

- δ_c : La forme du mode inélastique normalisé critique

Les résultats sont définis dans le tableau ci-dessous :

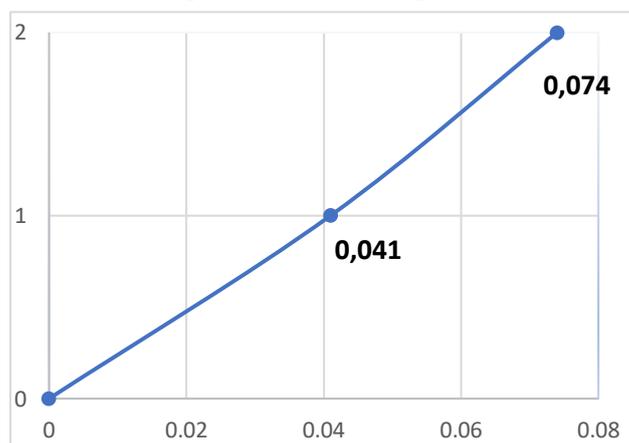
Tableau VI. 1: Valeurs de déplacement des étages

N étage	Hi	mi (ton)	δ_i	Δ_i	$mi \cdot \Delta_i$	$mi \cdot \Delta_i^2$	$mi \cdot \Delta_i \cdot Hi$
2	7,4	451,21144	1	0,074	33,38964656	2,470833845	247,0833845
1	4,1	200,52237	0,55	0,041	8,22141717	0,337078104	33,7078104
Σ					41,61106373	2,807911949	280,7911949

Avec :

- m_i : la masse de l'étage
- δ_i : La forme du mode inélastique normalisé
- Δ_i : le déplacement des étages

Figure V-3 : Déplacement des étages de dimensionnement



2/ Déplacement de dimensionnement :

A partir des valeurs présentées au tableau (V-1) il est possible de dériver le déplacement de dimensionnement Δ_d , la masse effective et la hauteur effective de la structure équivalente selon la référence [1], donc :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \times \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \times \Delta_i)} \tag{eq(V-3)}$$

Avec :

- m_i : la masse de l'étage

Donc : $\rightarrow \Delta_d = 0.067$ cm

3/ Masse effective :

La masse effective de la structure équivalente est donnée selon la référence [1] par :

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i \times \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_d}\right) \tag{eq(V-4)}$$

Donc : $m_e = 616.64$ tonnes

4/ La hauteur effective :

La hauteur effective de la structure équivalente est donnée par : ref

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \times \Delta_i)} \quad \text{eq(V-5)}$$

Donc : $H_e = 6.75$ m ... (91% de la hauteur total)

VI.3.1.2 Estimation du niveau d'amortissement visqueux équivalent :

Le niveau du facteur d'amortissement visqueux sera utilisé pour réduire les spectres de réponse élastique, Ce facteur peut être obtenu à partir de la ductilité, qui en même temps, doit être calculé en utilisant le déplacement plastique (Δ_y) qui sont données selon la référence [1] par :

$$\Delta_y = \theta_y \times H_e \quad \text{eq(V-6)}$$

Avec :

- H_e : la hauteur effective de la structure substitut
- θ_y : dérivé d'élasticité

Pour ossature en béton armé la dérivée d'élasticité est donné par :

$$\theta_y = 0,5 \times \epsilon_s \times \frac{L_b}{H_b} \quad \text{eq(V-7)}$$

Avec :

- L_b : longueur de la poutre murale
- h_b : hauteur de la poutre murale
- ϵ_y : déformation de l'acier longitudinale

Selon les recommandations de la réf. [1] pour les résistances des matériaux de conception pour les rotule plastiques

$$f_{ey} = 1.1 f_e$$

$$\epsilon_y = \frac{f_{ey}}{E_s} = \frac{440}{200000} = 0.0022$$

Donc : selon l'équation (V-7) :

$$\theta_y = 0.5 \times 0.0022 \times \frac{6}{0.55} \rightarrow \theta_y = 0.012$$

Selon l'équation (V-6) :

$$\Delta_y = 0.012 \times 6.75 \rightarrow \Delta_y = 0.081$$

1/ Ductilité :

La ductilité de déplacement du système de la structure équivalente (1DDL) selon la référence [1] est donnée par :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad \text{eq(V-8)}$$

Donc : $\mu = 0.83$

L'amortissement visqueux équivalent de la structure équivalente des ossatures en béton armé pourrait être défini par l'équation suivante :

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad \text{eq (V-9)}$$

Avec :

ξ_0 : amortissement élastique, pour les structures en béton armé, il est égal à 0,05

Donc : $\xi_{eq} = 1.40 \%$

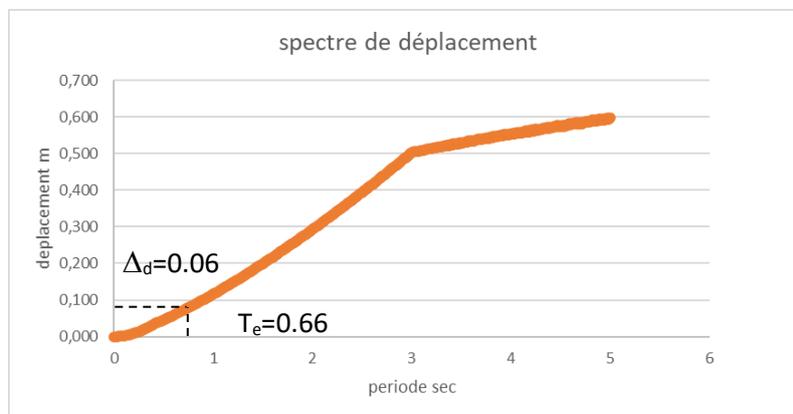
VI.3.1.3 La période effective :

La période effective à la réponse de déplacement maximal est déterminée à partir du spectre de déplacement de dimensionnement défini pour l'amortissement visqueux équivalent de $\xi = 1.40 \%$. Défini par l'équation suivante :

$$S_{D,x} = S_{D,5\%} \left(\frac{10}{5 + \xi} \right)$$

Entrer le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente Δ_d et déterminer la période effective T_e :

Figure VI. 2: Spectre de déplacement de dimensionnement



La période effective de la structure équivalente est : $T_e = 0.66 \text{ sec}$

VI.3.1.4 La rigidité effective :

La rigidité effective de la structure équivalente selon [2] est donnée par :

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{eq(V-10)}$$

Avec :

- m_e : est la masse effective de la structure participant au mode fondamental de vibration.

Donc selon l'équation eq(V-10) : $K_{ex} = 55829,73514 \text{ kN/m}$

VI.3.1.5 L'effort tranchant à la base :

La force de cisaillement à la base selon [1], est donné par l'équation suivante :

$$\mathbf{F} = \mathbf{V}_{\text{base}} = \mathbf{K}_e \times \Delta_d \quad \text{eq(V-11)}$$

AN:

$$V_{\text{base}} = 55829,73514 * 0.067$$

$$V_{\text{base}} = 3\,767,387 \text{ kN}$$

Selon la référence [1], L'effort tranchant à la base utilisée pour les calculs suivantes est la moitié :

$$V_{\text{base}} = 1883.693 \text{ kN}$$

1/ La distribution de la force sismique sur les niveaux :

La répartition de la force sismique de calcul obtenue pour la structure équivalente (1DDL) dans la structure réelle (structure PDDL) est donnée selon la référence [1] par :

Pour : $n < 10$

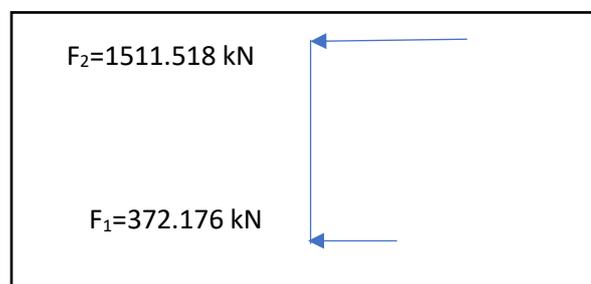
$$\mathbf{F}_i = V_{\text{base}} \frac{m_i \times \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad \text{eq(V-12)}$$

- n : nombre d'étage
- V_{base} : l'effort tranchant à la base
- m_i : la masse dans chaque étage
- Δ_i : déplacement d'étage de dimensionnement

Tableau VI. 2: Distribution de la force sismique

Niveau	F_i (KN)
2	1511.518
1	372.176

Figure VI. 3: Distribution des forces sismiques



La structure réelle est ensuite analysée sous ces forces puis les moments de dimensionnement sont obtenus.

VI.3.1.6 Le moment de renversement à la base :

Le moment de renversement à la base est donné par :

$$M_R = \sum F_i \times H_i \quad \text{eq(V-13)}$$

- F_i : la force sismique au niveau (i)
- H_i : la hauteur d'étage

Donc :

$$M_R = f_1 x h_1 + f_2 x (h_1 + h_2)$$

$$M_R = 12711.152 \text{ kN.m}$$

VI.3.1.7 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets P- Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{\max}}{M_r} < 0.1 \quad \text{eq(V-14)}$$

Avec :

- P : le poids total de la structure
- Δ_{\max} : déplacement maximale $\Delta_{\max} = \Delta_d$
- M_d : moment de renversement à la base

Donc :

$\theta_{\Delta} = 0.034$, il est donc pas nécessaire de considérer les effets P- Δ , car $\theta_{\Delta} < 0,1$

Ainsi, la valeur de la force de cisaillement à la base (V_{base}) à utiliser dans la procédure déplacement direct est :

$$V_{\text{base}} = 1883.693 \text{ kN}$$

VI.3.1.8 Les moments de la poutre :

Les moments sismiques de la poutre à la face de la colonne sont donnés par :

$$M_{Bi} = V_{Bi} (L_1 - h_c) / 2 \quad \text{eq(V-15)}$$

Avec :

- V_{Bi} : force de cisaillement de la poutre
- L_1 : longueur de la poutre
- H_c : la hauteur du poteau

1/ Le moment de base total du poteau :

Le moment de résistance total fourni à la base du poteau est donné par :

$$\sum M_{cj} = 0,6 \times H_1 \times V_{\text{base}} \quad \text{eq(V-16)}$$

Donc :

$$\sum M_{cj} = 4633.886 \text{ kN.m}$$

2/ Cisaillement sismique total des poutres :

Le cisaillement sismique total des poutres est donné par l'équation suivante :

$$\sum V_{bi}=T= (M_R- \sum M_{cj})/L_{BASE} \quad \text{eq(V-17)}$$

Avec :

- M_R : le moment de renversement à la base
- M_{cj} : le moment de résistance total du poteau
- L_i : longueur de base de la structure

Donc :

$$\sum V_{bi}= 224.368 \text{ kN}$$

Cette force de tension est répartie sur les poutres proportionnellement au cisaillement de l'étage immédiatement sous la poutre considérée :

$$V_{Bi}= \sum V_{bi} \times V_{Si} / \sum V_{Si} \quad \text{eq(V-18)}$$

Avec :

- V_{si} : force de cisaillement de l'étage, donné par : $V_{si}=\sum F_k$
- V_{Bi} : force de cisaillement de la poutre

Tableau VI. 3:Calculs des moments sismiques des poutres

Niveaux	V_{si} (kN)	V_{Bi} (kN)	M_{Bi} (kN.m)
2	1511.518	99.882	262.203
1	1883.693	124.482	326.764
SOMME Σ	3395.211	224.368	/

VI.3.1.9 Les moments du poteau :

Les moments colonne-base en bas et en haut du 1er étage sont donnés par :

$$M_{c1}=0,6V_{C1} \times H_1 \quad (\text{Bas}) \quad \text{(V-19)}$$

$$M_{c1}=0,4V_{C1} \times H_1 \quad (\text{Haut}) \quad \text{(V-20)}$$

Tableau VI. 4: calculs des moments des poteaux

	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive
2	Haut	1165.427	1806.455
	Bas	-108.892	-742.189
1	Haut	633,298	1 266,596
	Bas	949,947	1899,893

VI.3.2 2^{ème} cas 2.5% selon la référence [1] :

VI.3.2.1 Calcul des paramètres de la structure équivalente :

1/ Calcul des déplacements des étages :

Le déplacement critique pour le premier étage selon la référence [1] est :

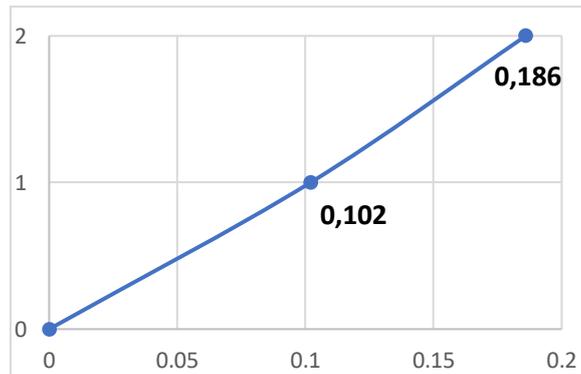
$$\Delta_c = H_1 \Theta_d \rightarrow \Delta_c = 0.025 \times 4.1 = 0.1025 \text{ m}$$

$$d_c = d_1 = 0.554$$

Les résultats sont définis dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 5: Valeurs de déplacement des étages

N étage	Hi	mi (ton)	δ_i	Δ_i	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
2	7,4	451,211	1	0,186	83,925	15,610	621,047
1	4,1	200,522	0,55	0,102	20,453	2,086	83,858
Σ					104.378	17.696	704.905

Figure VI. 4: Déplacement des étages de dimensionnement2/ Déplacement de dimensionnement :

Selon l'équation (V-3), le déplacement de dimensionnement est :

$$\Delta_d = 0.169 \text{ m}$$

3/ Masse effective :

Selon l'équation (V-4), La masse effective de la structure équivalente est :

$$m_e = 616.66 \text{ tonnes}$$

4/ La hauteur effective :

Selon l'équation (V-5), La hauteur effective de la structure équivalente est :

$$H_e = 6.75 \text{ m ... (91\% de la hauteur total)}$$

VI.3.2.2 Estimation du niveau d'amortissement visqueux équivalent :

Le dérivé d'élasticité est donné par l'équation (V-7) :

$$\theta_y = 0.012$$

Le déplacement plastique peut être calculé par l'équation (V-6) :

$$\Delta_y = 0.081$$

1/ Ductilité :

La ductilité de déplacement du système de la structure équivalente (1DDL) est donnée par l'équation (V-8) :

$$\mu = 2.09$$

Donc le niveau du facteur d'amortissement visqueux (équation V-9) sera :

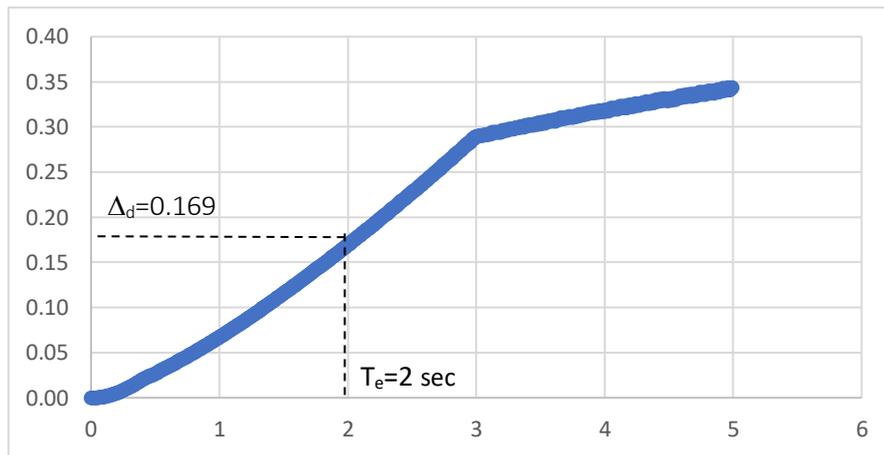
$$\xi_{eq} = 14.39 \%$$

VI.3.2.3 La période effective :

La période effective à la réponse de déplacement maximal est déterminée à partir du spectre de déplacement de conception défini pour l'amortissement visqueux équivalent de $\xi=14.39\%$.

Entrer le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente Δ_d et déterminer la période effective T_e :

Figure VI. 5: Spectre De Déplacement De dimensionnement



La période effective de la structure équivalente est : $T_e=2$ sec

VI.3.2.4 La rigidité effective :

La rigidité effective de la structure équivalente est donnée par l'équation (V-10) :

$$K_e = 6070,140128 \text{ kN/m}$$

VI.3.2.5 L'effort tranchant à la base :

La force de cisaillement à la base selon l'équation (V-11), est :

$$V_{\text{base}} = 1\,029,131 \text{ kN}$$

Selon la référence [1], L'effort tranchant à la base utilisée pour les calculs suivantes est la moitié :

$$V_{\text{base}} = 514.566 \text{ kN}$$

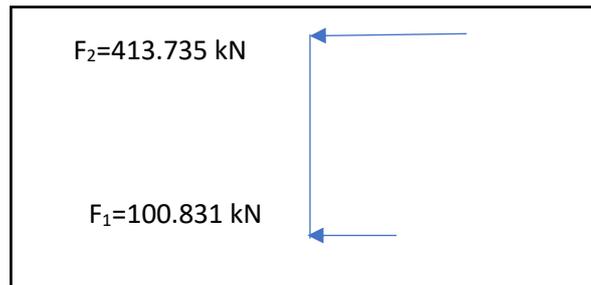
1/ La distribution de la force sismique sur les niveaux :

La répartition de la force sismique de calcul obtenue pour la structure équivalente (1DDL) dans la structure réelle (structure PDDL) est donnée par l'équation (V-12) :

Pour : $n < 10$

Tableau VI. 6: Distribution de la force sismique

Niveau	F_i (KN)
2	413.735
1	100.831

Figure VI. 6: Distribution des forces sismiques

La structure réelle est ensuite analysée sous ces forces puis les moments de dimensionnement sont obtenus.

VI.3.2.6 Le moment de renversement à la base :

Le moment de renversement à la base est donné par l'équation (V-13) :

$$M_R = f_1 x h_1 + f_2 x (h_1 + h_2)$$

$$M_R = 3475.045 \text{ kN.m}$$

VI.3.2.7 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets P-Δ peuvent être négligés si la condition (V-14) est satisfaite :

$$\theta_{\Delta} = 0.022$$

Il est donc pas nécessaire de considérer les effets P-Δ, car $\theta_{\Delta} < 0,1$

Ainsi, la valeur de la force de cisaillement à la base (V_{base}) à utiliser dans la procédure déplacement direct est :

$$V_{\text{base}} = 514.566 \text{ kN}$$

VI.3.2.8 Les moments de la poutre :

Les moments sismiques de la poutre à la face de la colonne sont donnés par l'équation (V-15) :

1/ Le moment de base total du poteau :

Le moment de résistance total fourni à la base du poteau est donné par l'équation (V-16) :

$$\sum M_{cj} = 1265.832 \text{ kN.m}$$

2/ Cisaillement sismique total des poutres :

Le cisaillement sismique total des poutres est donné par l'équation (V-17) :

$$\sum V_{bi} = 61.367 \text{ kN}$$

Cette force de tension est répartie sur les poutres proportionnellement au cisaillement de l'étage immédiatement sous la poutre considérée par l'équation (V-18)

Les résultats sont définis dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 7: Calculs des moments sismiques des poutres

Niveaux	V_{si} (kN)	V_{Bi} (kN)	M_{Bi} (kN.m)
2	413.735	27.350	71.796
1	514.566	34.016	89.293
SOMME Σ	928.301	61.367	/

VI.3.2.9 Les moments du poteau :

Les moments colonne-base en bas et en haut du 1er étage sont donnés par :

(Bas) eq(V-19)

(Haut) eq(V-20)

Tableau VI. 8: calculs des moments des poteaux

	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive
2	Haut	318,698	493,804
	Bas	- 29,406	-202,403
1	Haut	172.997	345.994
	Bas	259.495	518.991

VI.4 Deuxième cas site très meuble :**VI.4.1 1^{er} cas (1% selon RPA99/V2003)****Sens longitudinale**

La procédure de déplacement direct est appliquée à nouveau à la même ossature. Dans cette situation, le bâtiment a été considéré comme étant situé en site quatre (site très meuble). Certains des résultats ont été obtenus précédemment à la section (premier cas selon l'article (5.10) RPA99_v2003) et sont reproduits ici par commodité. Le tableau (V-20) présente un résumé des résultats obtenus précédemment par la procédure DDBD,

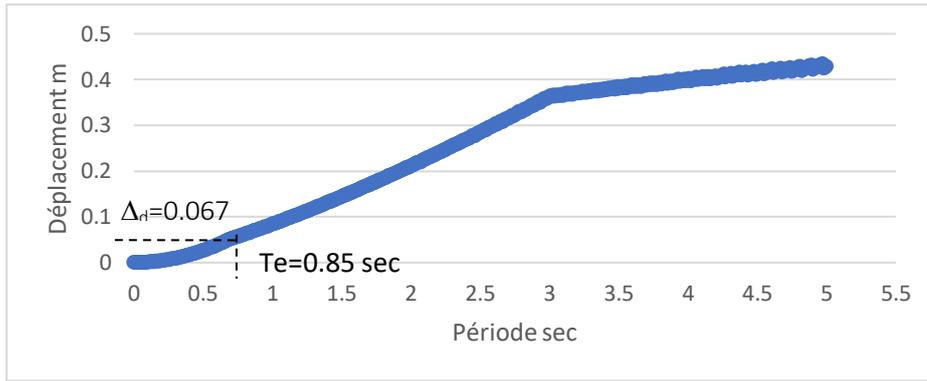
Tableau VI. 9: Résultats de la méthode de déplacement en termes de déplacement de dimensionnement, de déplacement équivalent, de ductilité, de masse effective et d'amortissement visqueux équivalent

Δ_{obj} (m)	Δ_d (m)	Δ_y (m)	μ	me (Tonnes)	ξ %
0.041	0.067	0.081	0.83	616.64	1.40

VI.4.1.1 La période effective :

Entrer le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente Δ_d et déterminer la période effective T_e :

Figure VI. 7: Spectre de déplacement de dimensionnement



La période effective de la structure équivalente est : $T_e = 0.85$ sec

VI.4.1.2 La rigidité effective :

La rigidité effective de la structure équivalente est donnée par l'équation (V-10)

Donc : $K_e = 33660.114$ kN/m

VI.4.1.3 L'effort tranchant à la base :

La force de cisaillement à la base est donné par l'équation (V-11) :

$V_{base} = 2271.382$ kN

Selon la référence [1] l'effort tranchant à la base utilisé pour les calculs suivante est la moitié :

$V_{base} = 1135.691$ kN

1/ La distribution de la force sismique sur les niveaux :

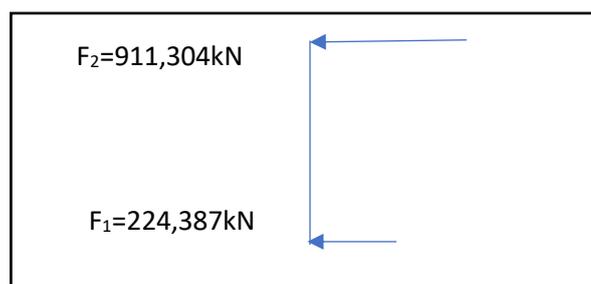
La répartition de la force sismique de calcul obtenue pour la structure équivalente (1DDL) dans la structure réelle (structure PDDL) est donnée par l'équation (V-12) :

Pour : $n < 10$

Tableau VI. 10: distribution de la force sismique

Niveau	F_i (KN)
2	911,304
1	224,387

Figure VI. 8: Distribution des forces sismiques



La structure réelle est ensuite analysée sous ces forces puis les moments de dimensionnement sont obtenus.

VI.4.1.4 Le moment de renversement à la base :

Le moment de renversement à la base est donné par l'équation (V-13) :

$$M_R = f_1 x h_1 + f_2 x (h_1 + h_2)$$

$$M_R = 7663.637 \text{ kN.m}$$

VI.4.1.5 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets P-Δ peuvent être négligé si la condition (V-14) est satisfaite :

$$\theta_{\Delta} = 0.056$$

Il est donc pas nécessaire de considérer les effets P-Δ, car $\theta_{\Delta} < 0,1$

Ainsi, la valeur de la force de cisaillement à la base (V_{base}) à utiliser dans la procédure déplacement direct est :

$$V_{\text{base}} = 1135.691 \text{ kN}$$

VI.4.1.6 Les moments de la poutre :

Les moments sismiques de la poutre à la face de la colonne sont donnés par l'équation (V-15). (voir tableau V-1)

1/ Le moment de base total du poteau :

Le moment de résistance total fourni à la base du poteau est donné par l'équation (V-16) :

$$\sum M_{c_j} = 2\,793,800 \text{ kN.m}$$

2/ Cisaillement sismique total des poutres :

Le cisaillement sismique total des poutres est donné par l'équation (V-17) :

$$\sum V_{b_i} = 135.273 \text{ kN}$$

Cette force de tension est répartie sur les poutres proportionnellement au cisaillement de l'étage immédiatement sous la poutre considérée par l'équation (V-18)

Les résultats sont définis dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 11: Calculs des moments sismiques des poutres

Niveaux	V_{s_i} (kN)	V_{B_i} (kN)	M_{B_i} (kN.m)
2	911.304	60.22	158.084
1	1135.691	75.051	197.008
SOMME Σ	2046.995	135.273	/

VI.4.1.7 Les moments du poteau :

Les moments colonne-base en bas et en haut du 1er étage sont donnés par :

(Bas) eq(V-19)

(Haut) eq(V-20)

Tableau VI. 12:Calculs des moments des poteaux

	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive
2	Haut	702,775	1 089,119
	Bas	-65,652	-447,471
1	Haut	381,819	763,639
	Bas	572,729	1 145,458

VI.4.2 2^{ème} CAS (2.5% selon la référence [1])**1/ Calcul des déplacements des étages :**

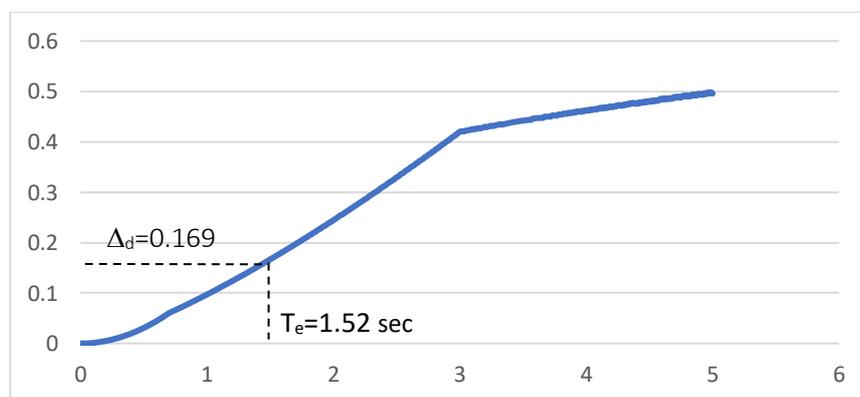
Certains des résultats ont été obtenus précédemment à la section (premier cas selon la référence [1]) et sont reproduits ici par commodité. Le tableau (V-24) présente un résumé des résultats obtenus précédemment par la procédure DDBD,

Δ_{obj} (m)	Δ_d (m)	Δ_y (m)	μ	me (Tonnes)	ξ %
0.186	0.169	0.081	2.09	615.66	14.39

VI.4.2.1 La période effective :

La période effective à la réponse de déplacement maximal est déterminée à partir du spectre de déplacement de conception défini pour l'amortissement visqueux équivalent de $\xi=14.39\%$.

Entrer le déplacement de dimensionnement de la structure équivalente Δ_d et déterminer la période effective T_e :

Figure VI. 9: Spectre De Déplacement De dimensionnement

La période effective de la structure équivalente est : $T_e=2$ sec

VI.4.2.2 La rigidité effective :

La rigidité effective de la structure équivalente est donnée par l'équation (V-10) :

$$K_e= 10509,24537 \text{ kN/m}$$

VI.4.2.3 L'effort tranchant à la base :

La force de cisaillement à la base selon l'équation (V-11), est :

$$V_{base}= 1781.737 \text{ kN}$$

Selon la référence [1], L'effort tranchant à la base utilisée pour les calculs suivants est la moitié :

$$V_{\text{base}} = 890.896 \text{ kN}$$

1/ La distribution de la force sismique sur les niveaux :

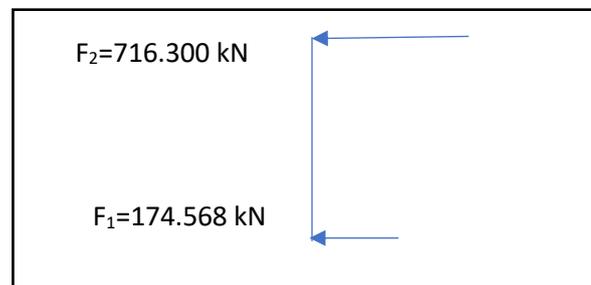
La répartition de la force sismique de calcul obtenue pour la structure équivalente (1DDL) dans la structure réelle (structure PDDL) est donnée par l'équation (V-12) :

Pour : $n < 10$

Tableau VI. 13: distribution de la force sismique

Niveau	F_i (kN)
2	716,300
1	174,568

Figure VI. 10 : Distribution des forces sismiques



La structure réelle est ensuite analysée sous ces forces puis les moments de dimensionnement sont obtenus.

VI.4.2.4 Le moment de renversement à la base :

Le moment de renversement à la base est donné par l'équation (V-13) :

$$M_R = f_1 x h_1 + f_2 x (h_1 + h_2)$$

$$M_R = 6016.352 \text{ kN.m}$$

VI.4.2.5 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets P- Δ peuvent être négligé si la condition (V-14) est satisfaite :

$$\theta_{\Delta} = 0.0128$$

Il est donc pas nécessaire de considérer les effets P- Δ , car $\theta_{\Delta} < 0,1$

Ainsi, la valeur de la force de cisaillement à la base (V_{base}) à utiliser dans la procédure déplacement direct est :

$$V_{\text{base}} = 890.896 \text{ kN}$$

VI.4.2.6 Les moments de la poutre :

Les moments sismiques de la poutre à la face de la colonne sont donnés par l'équation (V-15) :

1/ Le moment de base total du poteau :

Le moment de résistance total fourni à la base du poteau est donné par l'équation (V-16) :

$$\sum M_{cj} = 2\,191,537 \text{ kN.m}$$

2/ Cisaillement sismique total des poutres :

Le cisaillement sismique total des poutres est donné par l'équation(V-17) :

$$\sum V_{bi} = 106,245 \text{ kN}$$

Cette force de tension est répartie sur les poutres proportionnellement au cisaillement de l'étage immédiatement sous la poutre considérée par l'équation (V-18)

Les résultats sont définis dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 14: Calculs des moments sismiques des poutres

Niveaux	V_{si} (kN)	V_{Bi} (kN)	M_{Bi} (kN.m)
2	716,300	47.35	124,300
1	890,869	58.89	154,593
SOMME Σ	1 607,169	106,245	/

VI.4.2.7 Les moments du poteau :

Les moments colonne-base en bas et en haut du 1er étage sont donnés par :

(Bas) **eq(V-19)**

(Haut) **eq(V-20)**

Tableau VI. 15: Calculs des moments des poteaux

	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive
2	Haut	551,763	854,925
	Bas	-50,910	-350,420
1	Haut	299,510	599,020
	Bas	449,265	898,530

VI.5 Ferrailage des poutres :

Le tableau présente les moments des poutres sur appuis calculer précédemment pour les deux cas :

Tableau V- : Les moments des poutres sur appuis pour les deux cas

Cas	Site	Poutres	Moments kN.m
1%	2	P. Verticale	262,203
		P. Murale	326,764
	4	P. Verticale	158,084
		P. Murale	197,008
2.5%	2	P. Verticale	71,796
		P. Murale	89,293
	4	P. Verticale	124,300
		P. Murale	154,593

VI.5.1 Flexion de la poutre :

Dans les recommandations de la procédure du déplacement direct [1], les caractéristiques du matériau pour les emplacements de conception des charnières en plastique prévues, pour le béton et l'acier, devraient être :

$$f_{ce}=1.3f_c$$

$$f_{ye}=1.1f_e$$

Avec :

- f_c : la résistance à la compression du béton spécifiée (28 jours),
- f_{ce} : la résistance à la compression prévue de la méthode directe de déplacement,
- f_y : la limite d'élasticité minimale de l'acier,
- f_{ye} : la limite d'élasticité prévue de l'acier pour la méthode directe de déplacement.

Béton :

$$f_{ce}=1.3 \times 30 = 39 \text{ MPa}$$

$$f_{bc}=0.85 \times 39/1.5 = 22.1 \text{ MPa}$$

Acier :

$$f_{ye}= 1.1 \times 400 = 440 \text{ MPa}$$

$$f_{ye}=440/1.15 = 383 \text{ MPa}$$

1/ Sur appuis :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple, le tableau V- présente le ferrailage des poutres sur appuis :

cas	Sites	Poutres	M_a (N.m)	μ	μ_i	α	β	A_{appuis} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
1%	2	P. Verticale	262203	0,085	0.392	0,112	0,96	11,38	4HA20	12.57
		P. Murale	326764	0,106	0.392	0,141	0,94	14,35	5HA20	15.71
	4	P. Verticale	158084	0,051	0.392	0,066	0,97	6,73	5HA14	7.70
		P. Murale	197008	0,064	0.392	0,083	0,97	8,45	3HA20	9.42
2.5%	2	P. Verticale	71796	0,023	0.392	0,030	0,99	3,01	2HA16	4.02
		P. Murale	89293	0,029	0.392	0,037	0,99	3,76	3HA14	4.62
	4	P. Verticale	124300	0,040	0.392	0,052	0,98	5,26	3HA16	6.03
		P. Murale	154593	0,050	0.392	0,065	0,97	6,58	5HA14	7.70

VI.5.2 Moments de conception des poteaux :

La résistance à la flexion requise de la colonne selon les règles de conception de la capacité DDBD est donnée par Eq. (III-30), reproduite ici par commodité :

$$\phi_f M_N \geq \phi^0 \omega_f M_E$$

Avec :

ϕ^0 : facteur de sur-résistance, égale à 1.25

ϕ_f : facteur de réduction de résistance, égale à 0.9

ω_f : facteur d'amplification dynamique, donné par l'équation (III-31)

M_N : les moments des poteaux résultants des forces de dimensionnement

Les moments de conception et les forces axiales sont présentés dans les tableaux suivants pour une limite égale à 1% dans les deux sites :

Tableau VI. 16:moments de dimensionnement des poteaux

site	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive	
2	2	HAUT	1 789,901	2 774,404
		BAS	- 167,240	- 1 139,879
	1	HAUT	879,580	1 759,160
		BAS	1 319,370	2 638,741
4	2	HAUT	1 079,345	1 672,706
		BAS	-100,830	-687,241
	1	HAUT	530,305	1 590,914
		BAS	795,457	1 060,609

Tableau VI. 17:force axiale des poteaux dans site 2

Niveau	Force axiale des poteaux							
1	HAUT	-48,1143	-57,2889	-57,3382	-57,2982	-57,3382	-57,2889	-48,1143
	BAS	-84,0158	-93,1905	-93,2398	-93,1997	-93,2398	-93,1905	-84,0158
2	HAUT	-7,2965	-6,8236	-7,1232	-7,0675	-7,1232	-6,8236	-7,2965
	BAS	-33,5906	-33,1177	-33,4173	-33,3616	-33,4173	-33,1177	-33,5906

Les moments de conception et les forces axiales sont présentés dans les tableaux suivants pour une limite égale à 2.5% dans les deux sites :

Tableau VI. 18:Moments de dimensionnement des poteaux

site	Niveau	Poteau d'angle	Poteau de rive	
2	2	HAUT	489,467	758,401
		BAS	-45,162	-310,857
	1	HAUT	240,274	480,547
		BAS	360,410	720,821
4	2	HAUT	847,415	1 313,023
		BAS	-78,189	- 538,187
	1	HAUT	415,986	831,972
		BAS	623,979	1 247,958

Tableau VI. 19:force axiale des poteaux dans site 4

Niveau		Force axiale des poteaux						
1	HAUT	-48,1143	-57,2889	-57,3382	-57,3	-57,3382	-57,2889	-48,114
	BAS	-84,0158	-93,1905	-93,2398	-93,2	-93,2398	-93,1905	-84,016
2	HAUT	-7,2965	-6,8236	-7,1232	-7,068	-7,1232	-6,8236	-7,2965
	BAS	-33,5906	-33,1177	-33,4173	-33,36	-33,4173	-33,1177	-33,591

Les armatures longitudinales pour la section de poteau rectangulaire le plus sollicité ai été obtenue en considérant la flexion composée et elle est présentée dans le tableau suivant :

CAS	site	As cm ²	Le choix	SECTION cm ²
1%	2	194,6		
	4	76.4	12HA20+8HA25	76.97
2.5%	2	50,8	10HA20+4HA25	51.06
	4	90.4	18HA25+2HA14	91.44

Chapitre VII :

Discussion des résultats des deux approches

VII.1 Introduction :

Dans ce chapitre on tire les sollicitations (moments de renversement et efforts tranchants), et l'amortissement, la période, et les déplacements de la structure, calculés d'une part par la méthode directe basée sur le déplacement (DDBD) et d'autre part par la méthode basée sur la force (FBD). Chaque calcul sera effectué en fonction du type de site d'implantation (site 2 et site 4 selon le RPA) et aussi de la valeur de la limite de déformation inter-étage (1% et 2.5%). Ce chapitre sera finalisé par la comparaison entre les principaux résultats trouvés suivant les deux méthodes.

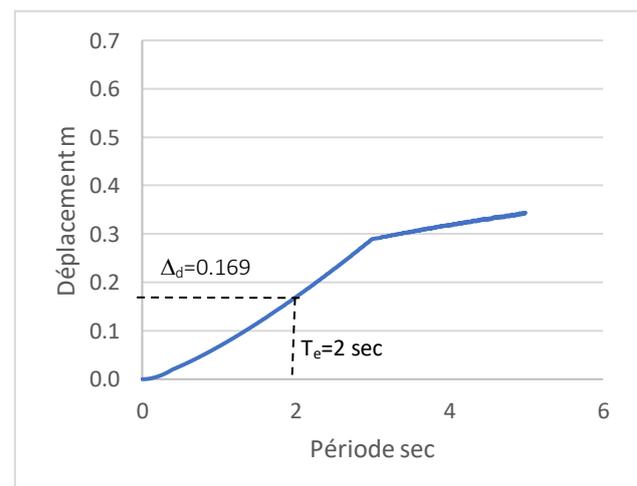
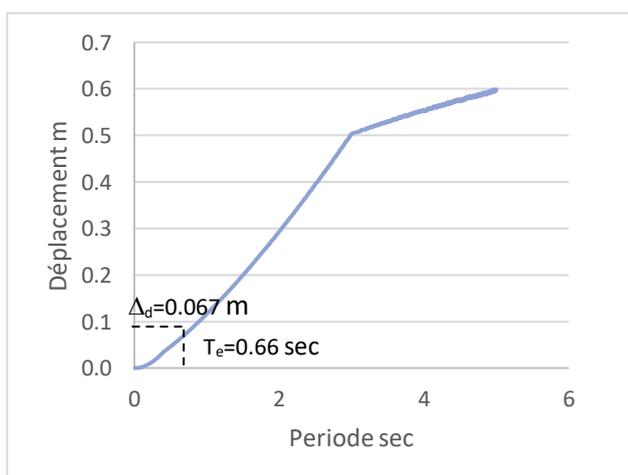
Cette comparaison permet de mettre en évidence les ressemblances et les différences en termes de répartitions des sollicitations et des déplacements dans les structures qui présentent une configuration régulière.

VII.1.1 La période :

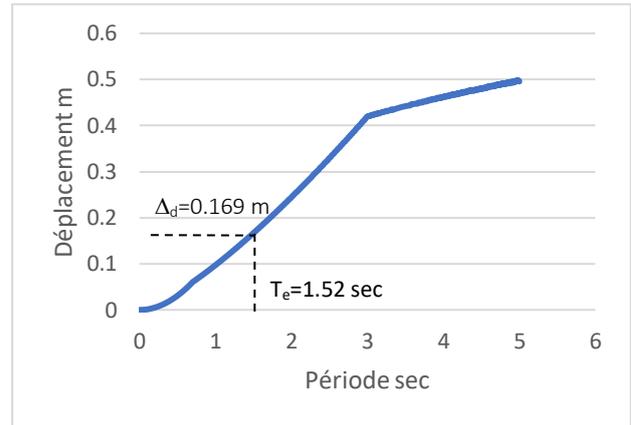
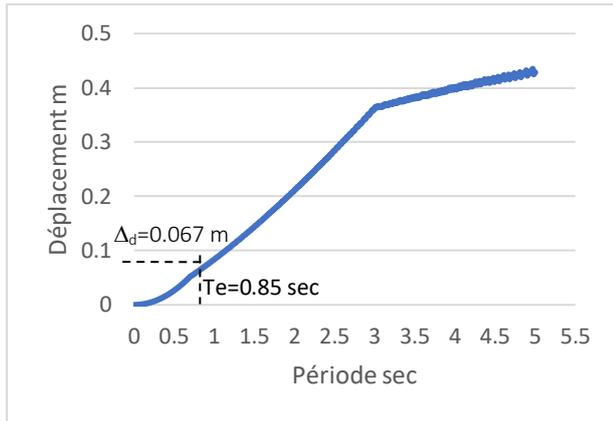
Tableau VII. 1: Période de la structure au site 2 et 4 par la méthode numérique

Mode	Fréquence [Hz]	Période Sec
1	1,894	0,528
2	2,794	0,358
3	3,086	0,324
4	16,312	0,061
5	17,177	0,058
6	17,713	0,056

Figures VII-1 : la période effective en site 2 pour une limite de déplacement inter-étages 1%, 2.5% respectivement par la méthode directe de déplacement



Figures VII-2 : la période effective en site 4 pour une limite de déplacement inter-étages 1%, 2.5% respectivement par la méthode directe de déplacement



Remarque :

La période effective à la limite 1% obtenue par la DDBD est supérieure à celle obtenue par la méthode numérique.

La période effective à la limite 2.5% obtenue par la DDBD est plus élevée à celle obtenue par la méthode numérique.

VII.1.2 La ductilité :

Tableau VII. 2: Comparaison de La ductilité pour les deux approches

Site	Méthode directe de déplacement		Méthode des forces
	1%	2.5%	
2	0.83	2.09	5
4	0.83	2.09	

Remarque :

La ductilité est essentiellement indépendante du sol et reste donc constante pour les deux sites, la ductilité de la MBF est supérieure à celle de la MDBD, et ceci pour les deux limites de déformation inter-étage.

On remarque que la valeur de la ductilité correspondante à la déformation inter-étage limite de 2.5% est équivalent à deux fois et demi de la ductilité correspondante à limite de déformation inter-étage limite de 1%.

VII.1.3 L'amortissement :

Tableau VII. 3: Comparaison des amortissements

Site	Méthode directe de déplacement		Méthode des forces
	1%	2.5%	
2	1.40	14.39	5 %
4	1.40	14.39	

Remarque :

On observe que l’amortissement estimé par la MBF est élevé par rapport a celle calculé par la MDD pour la limite exigée par RPA99/v2003 (1%). En revanche, pour la limite recommandée par la référence [1] 2.5%, l’amortissement a une valeur très importante a celle de la méthode MBF.

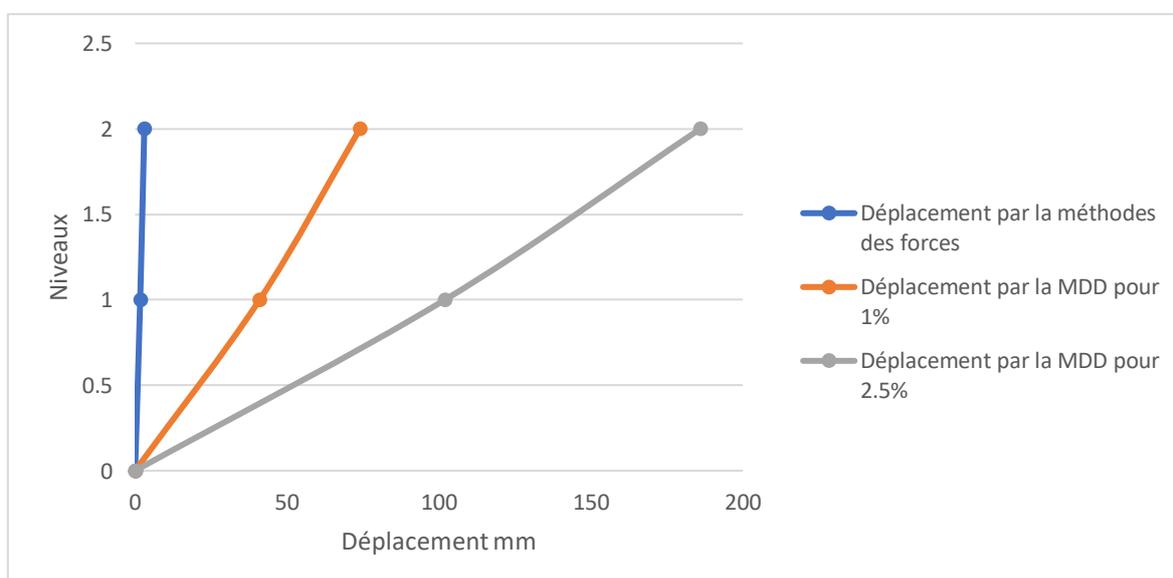
VII.1.4 Les déplacements :

Les tableaux et les figures suivantes montrent une comparaison des déplacements des différents niveaux de la structure pour les deux sites dans la direction Y.

Tableau VII. 4: Déplacement des étages pour les deux sites par les deux approches

Sites	Niveaux	Elévation m	Déplacement par la méthode des forces mm	Déplacement par la méthode directe de déplacement mm	
				1%	2.5%
2	2	7.4	3.021	41	102
	1	3.3	1.681	74	186
4	2	7.4	3,323	41	102
	1	3.3	1,849	74	186

Figure VII. 1: Comparaisons des déplacements des deux approches pour les deux sites



Remarque :

Les déplacements inter-étage de la méthode directe de déplacement sont calculés pour deux différentes limites de déformation inter-étage, et la comparaison entre les valeurs nous montre que pour la limite (2.5%) les déplacements sont très élevés par rapport à la limite (1%).

On remarque aussi que les déplacements de la méthode basée sur la force est très faible par rapport aux valeurs des déplacements calculés par la méthode directe de déplacement.

VII.1.5 les efforts tranchants :

Le tableau montre une comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux approches (directe de déplacement et des forces) dans la direction Y.

Tableau VII. 5: comparaison des efforts tranchant à la base dans la direction Y

Site	Méthode directe de déplacement		Méthode des forces kN
	1% kN	2.5% kN	
2	3767.387	1029.131	693,132
4	2271.382	1781.737	703.0458

Remarque :

Dans le site 4, la méthode directe basée sur le déplacement (DDBD) nous a conduit à avoir un effort tranchant à la base presque 3 fois plus élevé de l'effort tranchant calculé selon la méthode basée sur la force (FBD), pour une limite déformation inter-étage de 1%.

En plus, et dans le cas de site 2, l'effort tranchant à la base calculé selon la DDBD est presque 5 fois plus élevé à celui calculé selon la méthode FBD pour une limite de déplacement de 1%.

On observe aussi un écart considérable entre les valeurs des efforts tranchants à la base obtenues par la DDBD, pour les deux sites et pour les deux limites.

VII.1.6 Moment de renversement :

Tableau VII. 6: comparaisons des résultats des moments de renversement

Site	Le moment de renversement par la méthode des forces	Moment de renversement par la méthode directe de déplacement	
		1%	2.5%
2	4312.86211	25 422.304	6950.090
4	4744.1492	15 327.274	12 032.704

Remarque :

Dans le site 2, les moments de renversement de la DDBD est environ 6 fois plus élevée que pour la FBD pour une limite de déformation inter-étage de 1%.

VII.2 Comparaisons des résultats des deux approches :

L'étude comparative des réponses sismiques (en déplacement, ductilité, efforts tranchants et moment de renversement) entre la méthode directe de déplacement et la méthode des forces, nous permet de déterminer le degré d'efficacité de la méthode de déplacement pour les structures en portique.

Le tableau VII-7 présente les résultats de la conception basée sur les forces et la conception basée sur les déplacements pour une limite de déformation inter-étage égale à 1% en site 2 et 4 suivant la direction longitudinale. Dans cette partie, la description de la plupart des résultats enregistrés dans le tableau VII-7 est accompagnée par une interprétation

Tableau VII. 7: tableau récapitulatif des résultats de la MBF à la limite 1% et la MDBD à la limite 2.5%, en deux sites

Variables de conception	Site	Méthode des forces	Méthode directe de déplacement
Période (sec)	2	0.52	2
	4	0.52	1.52
Ductilité	2	5	2.09
	4		
Amortissement (%)	2	5%	14.39%
	4		
Effort tranchant (kN)	2	693,132	1029.131
	4	703.045	1781.737
Moment de renversement (kN.m)	2	4312.8621	6950.090
	4	4744.1492	12 032.704
Ferrailage longitudinale des poutres (cm ²)	2	As _{p2} =3.28 cm ²	As _{p2} = 3.01 cm ²
		As _{p1} =5.61 cm ²	As _{p1} = 3.76 cm ²
	4	As _{p2} =4.63 cm ²	As _{p2} = 5.26 cm ²
		As _{p1} =5.91 cm ²	As _{p1} = 6.58 cm ²
Ferrailage longitudinale des poteaux (cm ²)	2	As _{poteau} =10.4 cm ²	As _{poteau} =50,8 cm ²
	4	As _{poteau} =24.4 cm ²	As _{poteau} =90.4 cm ²

VII.2.1 Description et interprétations du tableau VII-7 :

La comparaison entre la méthode de dimensionnement basée sur la force et celle basée sur le déplacement est présentée dans le tableau VII-7.

Suivant la méthode FBD, le tableau VII-7 indique que la période reste inchangée pour les deux sites d'implantation, et que l'effort tranchant enregistre une légère augmentation (presque négligeable) dans les mêmes conditions.

Notons que l'amortissement effectif selon DDBD de 14.39% est considérablement important à celui calculé selon FBD. Le DDBD prend explicitement en compte les déformations plastiques de la structure lors d'un séisme, ce qui conduit à une plus grande capacité de dissipation d'énergie. En revanche, le FBD peut avoir une approche plus linéaire ou élastique, ne considérant pas de manière explicite les déformations plastiques, ce qui peut entraîner un amortissement faible (5%).

Il est à noter que suivant la méthode DDBD, on remarque que l'amortissement effectif reste constant pour les deux sites. En plus, et suite à l'augmentation de l'accélération sismique (site 2 vers le site 4), on note que la période effective se diminue, tandis que l'effort tranchant augmente significativement du site 2 vers le site 4 par un taux de 73%. Il convient de noter que les valeurs de l'effort tranchant et par conséquent le moment de renversement calculé selon la méthode DDBD est notablement supérieure aux valeurs obtenues par la méthode FBD, ceci est revient à la valeur importante de ductilité $\mu = 5$ exigée dans l'approche FBD, qui semble non sécuritaire quand on compare avec la capacité calculée par le DDBD.

Une différence notable en termes de quantité de ferrailage pour les poutres et poteaux a été enregistrée entre les deux approches, dont le DDBD remporte la valeur la plus importante.

B/ Description du tableau VII.8 :

Une description sur la différence des résultats issus de la méthode directe de déplacement en fonction de la limite de déformation inter-étage 1% et 2.5% est présentée brièvement après le tableau VII-8.

Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode directe basé sur le déplacement pour les limites 1% et 2.5% pour les deux sites

Variables de conception	Site	1%	2.5%
Période (sec)	2	0.66	2
	4	0.82	1.52
Ductilité	2	0.83	2.09
	4		
Amortissement (%)	2	1.40%	14.39%
	4		
Effort tranchant (kN)	2	3767.387	1029.131
	4	2271.382	1781.737
Moment de renversement (kN.m)	2	25 422.304	6950.090
	4	15 327.274	12 032.704
Ferrailage longitudinale des poutres (cm²)	2	As _{p2} =11.38 cm ² As _{p1} =14.35 cm ²	As _{p2} =3.01 cm ² As _{p1} = 3.76 cm ²
	4	As _{p2} =6.73 cm ² As _{p1} =8.45 cm ²	As _{p2} =5.26 cm ² As _{p1} = 6.58 cm ²
Ferrailage longitudinale des poteaux (cm²)	2	As _{poteau} =194.6 cm ²	As _{poteau} =50,8cm ²
	4	As _{poteau} =76.4 cm ²	As _{poteau} =90.4 cm ²

La demande sismique dans les structures conçues pour atteindre une déformation inter-étage limite de 1% s'avère plus importante et plus sévère et nécessite une résistance plus élevée en comparant avec les structures conçues à une limite déformation inter-étage égale à 2.5%.

Perspective :

Les perspectives futures sont dans un premier temps :

Modélisation numérique comparative :

Une perspective intéressante consisterait à utiliser des outils de modélisation numérique pour simuler le comportement des poutres conçues selon le DDBD et le FBD, en tenant compte à la fois des charges gravitaires et des charges sismiques. Cela permettrait de comparer les résultats en termes de réponses dynamiques, d'amplification sismique et de déformations des poutres dans différentes conditions de chargement.

Comportement des poutres sous charges gravitaires :

Comparer les déformations des poutres conçues selon le DDBD et le FBD sous l'effet des charges gravitaires. Cela permettrait de déterminer si l'une des méthodes offre une meilleure résistance aux déformations excessives ou aux déformations différentielles entre les étages. Une analyse approfondie des déformations pourrait également aider à évaluer l'efficacité des différentes méthodes de conception pour minimiser les problèmes de fissuration ou de déformation permanente

CONCLUSION GENERALE :

Dans ce projet nous avons procédé au dimensionnement et au ferrailage des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment industriel avec dalle arquée en béton armé par la méthode directe de déplacements et la méthode des forces. Ce bâtiment est implanté à une zone de forte sismicité, Zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003). L'analyse sismique de la structure est effectuée conformément aux prescriptions et aux recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) et des recommandations de la référence [1]. L'objectif est de comparer les recommandations des deux approches et les résultats obtenus. Pour se faire, la modélisation 3D de la structure est effectuée sur le logiciel ETABS.

La méthode directe de déplacement n'est pas encore parfaitement maîtrisée en Algérie. Néanmoins, plusieurs travaux tentent de sensibiliser la communauté scientifique sur le besoin de s'orienter vers cet axe. A travers notre modeste travail, nous avons tenté de soutenir la méthode directe de déplacement.

Etant donné la forte sismicité dans notre pays, ainsi que l'évolution faite dans le domaine du génie parasismique, cela devrait être suivi par une adoption de cette nouvelle méthode dans les futurs règlements algériens, en particulier pour les ouvrages qui sont appelés à rester opérationnels pendant et après un séisme.

L'analyse a révélé que le DDBD, basée sur les déplacements et les déformations, offre des avantages significatifs en termes de performance sismique et de résilience des structures. En permettant des déformations plastiques contrôlées et en tenant compte de la ductilité de la structure, le DDBD offre une réduction potentielle des dommages lors de séismes majeurs.

D'un autre côté, le FBD, en se concentrant principalement sur les forces et les déformations élastiques, peut-être plus simple à mettre en œuvre et peut être adéquat pour des séismes de faible à modérée magnitude. Il offre une approche plus conservatrice mais peut ne pas permettre une évaluation approfondie des déformations et des déplacements de la structure.

Il est important de noter que le choix entre le DDBD et le FBD dépendra des objectifs spécifiques de conception, de la complexité du projet, des ressources disponibles et des critères de performance sismique applicables.

Ainsi, nous en tant que futur ingénieur en génie civil, nous espérons avoir bien étalé nos informations concernant l'étude de cet ouvrage en souhaitant une vie professionnelle plus enrichissante.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Priestley, M.N.J., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007) “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, IUSS Press, Pavia, Italy

LES REGLEMENTS :

- ❖ **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.
- ❖ **BAEL91** : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ **D.T.R.B.C .2.2** : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d’exploitation).

LOGICIEL UTILISE :

- ❖ Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems « ETABS 2020 »
- ❖ Programme « EXPERT BA 2010 »
- ❖ Logiciel « AUTOCAD 2020 » (dessin génie civil)