

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري

Référence :

المرجع :



Mémoire de master
2^{ème} année
Control Technique et calcul des constructions

**Influence de la disposition des voiles sur la
performance sismique des bâtiments**

Etudiant :

✓ MIMI Omar

Encadreur :

Dr. ZAATAR Abdallah

Sous encadreur

Mr. YAGHOUB Mohamed

Université Mohamed

Khider Biskra

Juin 2013

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Mr ZAATAR Abdallah pour leur encadrement et Mr YAAKOUB Mohamed pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

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

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

A vous

MIMI Omar

خلاصة:

%& ' \$ (!) * + #) , -\$ ' - /#
 ! "# \$
 4 ! 01&) # 2 * 3
 7# 5 -#! 6 ! ! # # 1 01&
 # / 01& 8! ! # 1# &2) / 6 \$ 1 (IIa)
 3 / # # & ! 01& ' - ! " 1 / #
 4 (RPA99V2003)
 ; ! 01& 9 -) 53 ' \$: !
 # , -\$) ! ' - # < " 1# ! ##) / 6 \$ # •
 (!
 ROBOT ANALYSE < >>> 7# 7 53 , -?! @ # - 5 ! # •
 4STRUCTURE
 D - # - B A :# < 2 / 9E \$) A :# B ! C # •
 4(" 1>>!

Résumé

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale.

L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le côté économique.

Le domaine de génie civil comprend tous les stades de conception et de réalisation d'ouvrages, tel que les bâtiments d'habitation, d'administration, les usines, etc.....

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+10+S/Sol) contreventée par voiles à usage commercial et habitation.

Le structure est implantée à " BORDJ BOU-ARRERIDJ ", zone de sismicité (zone IIa). L'étude est conforme aux Règles parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes manuelles (méthodes classiques), par les méthodes de calcul programmées (méthode d'éléments finis). Le logiciel ROBOT ANALYSE STRUCTUR qui est l'un de ces derniers, offre plusieurs avantages parmi les quels

- ✓ la capacité de calcul
- ✓ la vitesse de conception et d'exécution
- ✓ la précision
- ✓ l'analyse statique et dynamique

Finalement on peut conclure que le domaine de génie civil reste toujours un milieu pour la recherche scientifique car il est lié à deux critères fondamentaux (la sécurité des biens et l'économie nationale).

Sommaire

Introduction Général	1
Problématique :	3
L'Objectif de ce travail :	3
Chapitre I : Généralité sur les séisme	4
I.1 Les Séismes :	5
I.2 Origine des tremblements de terre :	5
I.3 Le séisme et les bâtiments:	7
I.4 Réaction des bâtiments aux séismes :	8
I.5. Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses :	9
I. 6 Modes de déformation d'un bâtiment :	9
I.7 Conception parasismique des bâtiments :	10
I.8 Signification des « principes de conception parasismique » :	11
I.9 Principes de conception parasismique des bâtiments :	11
I.10 La Conception en performance (PBD) :	12
Chapitre II : méthode des calcule	16
II.1. Introduction :	17
II.2. Méthodes de calcul sismique :	17
II.2.1 Méthode statique équivalente :	17
II.2.2 Méthode modale spectrale :	18
II.2.3 Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	19
II.3 Logiciel d'analyse "Robot Analyse structure" :	20
II.3.1 Présentation du programme ROBOT2012	20
II.3.2 Modélisation de la structure	20
II.3.3 Etapes de modélisation	20
II.4 Méthode de calcul du structure	21
II.4.1 Pré dimensionnement :	21
II.4.2 HYPOTHESE DE CALCUL :	21
II.4.3 LE CALCUL DE LA STRUCTURE :	21

II.5 Caractéristique des matériaux :	22
II.6 Etude sismique :	22
II.7 Contreventement	22
Chapitre III : recherche des disposition optimal de voile	23
III.1 Description générale	24
III.2 Caractéristique géométrique :	25
III.3 Les condition à vérifier :	25
III.4 Choix des dispositions de voiles à étudier:	26
Chapitre IV : interprétation des résultat	32
IV.1 Etude des variantes :	33
IV.1.1 Etude de la variante 1 :	33
IV.1.1.1 Vérification du comportement dynamique :	33
IV.1.1.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	34
IV.1.1.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	34
IV.1.1.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	35
IV.1.1.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):	35
IV.1.2 Etude de la variante 2 :	37
IV.1.2.1 Vérification du comportement dynamique :	37
IV.1.2.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	38
IV.1.2.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	38
IV.1.2.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	39
IV.1.2.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):	40
IV.1.3 Etude de la variante 3 :	41
IV.1.3.1 Vérification du comportement dynamique :	41
IV.1.3.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	42
IV.1.3.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	42
IV.1.3.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	43
IV.1.3.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):	43
IV.1.4 Etude de la variante 4 :	45
IV.1.4.1 Vérification du comportement dynamique :	45
IV.1.4.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	46

IV.1.4.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	46
IV.1.4.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	47
IV.1.4.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):	47
IV.1.5 Etude de la variante 5 :	49
IV.1.5.1 Vérification du comportement dynamique :	49
IV.1.5.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	50
IV.1.5.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	50
IV.1.5.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	51
IV.1.5.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):	51
IV.2 Interprétation des résultat	53
IV2.1 Déplacements inter-étages maximal (Δx):	53
IV2.2 déplacement maximal :	54
IV.2.3 L'Effiat maximal (P- Δ):	55
IV.2.4 Le période maximale :	56
IV.2.5 Efforts tranchant	57
IV.3 Résultat :	58
Conclusion	62
Bibliographie	64+

Liste des figures

Figure.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.	1
Figure. 2 : Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973	2
Figure I.1: origine des tremblements de terre.	5
Figure I.2 : ondes sismiques	6
Figure I.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs	8
Figure I.4 : mode de déformation des éléments	10
FigureI.5. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.	10
Figure III.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure	24
Figure III.2 : Configuration en plan et en élévation variante1	26
Figure III.3 : Configuration en plan et en élévation variante2	28
Figure III.4 : Configuration en plan et en élévation variante3	29
Figure III.5 : Configuration en plan et en élévation variante4	30
Figure III.6 : Configuration en plan et en élévation variante5.	31
Figure IV.1 : Configuration en plan de la variante 1	33
Figure IV.2 mode de déformation de variante 1	34
Figure IV.3 : Configuration en plan de la variante 2	37
Figure IV.4 mode de déformation de variante 2	38
Figure IV.5 : Configuration en plan de la variante 3	41
Figure IV.6 mode de déformation de variante 3	42
Figure III.7 : Configuration en plan de la variante 4	45
Figure IV.6 mode de déformation de variante 4	46
Figure IV.9 : Configuration en plan de la variante 5	49
Figure IV.10 mode de déformation de variante 5	50
Figure IV.11 Déplacements relatifs des variantes étudiées	53
Figure IV.12 Déplacements maximal des variantes étudiées	54
Figure IV-13 L'effet maximal (P- Δ)	55
Figure IV.14 Le période maximale des varionte	56
Figure IV.15 Efforts tranchant a la base	57

Liste des tableaux

Tableau III.1 : <i>caractéristiques géométriques du bâtiment</i>	25
Variante1	
Tableau IV.1: Modes propres de la structure.	33
Tableau IV.2: Déplacements inter-étages	35
Tableau IV.3: Vérification des effets P- Δ .	36
Variante2	
Tableau IV.4: Modes propres de la structure.	37
Tableau IV.5: Déplacements inter-étages	39
Tableau IV.6: Vérification des effets P- Δ .	40
Variante3	
Tableau IV.7: Modes propres de la structure.	41
Tableau IV.8: Déplacements inter-étages	43
Tableau IV.9: Vérification des effets P- Δ .	44
Variante4	
Tableau IV.10: Modes propres de la structure.	45
Tableau IV.11: Déplacements inter-étages	47
Tableau IV.12: Vérification des effets P- Δ .	48
Variante5	
Tableau IV.13: Modes propres de la structure.	49
Tableau IV.14: Déplacements inter-étages	50
Tableau IV.15: Vérification des effets P- Δ .	51
Tableau IV.16 Déplacements inter-étages maximal (Δx):	53
Tableau IV.17 Déplacements maximal :	54
Tableau IV.18 L'Effet maximal (P- Δ)	55
Tableau IV.19 Le période maximale des variante	56
Tableau IV.20 Efforts tranchant a la base.	57

Introduction Général

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie (figure 1). Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques.

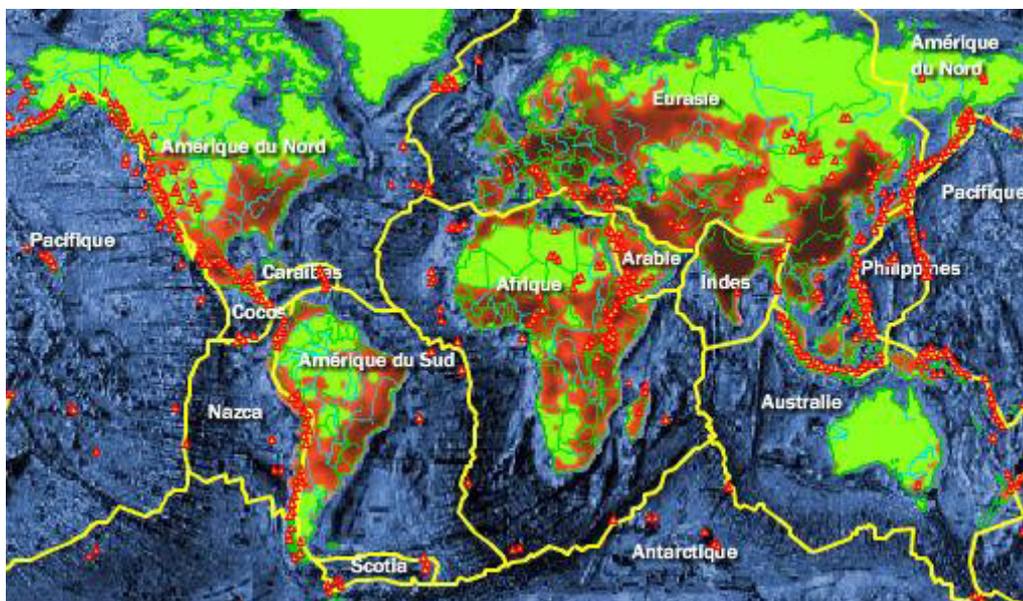


Figure.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer :

le séisme Sétif (419) comme le premier séisme historique connu, reporté par Guidoboni(1994).

Puis Alger en 1365 et 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, Nous pouvons citer les séismes d'Orléansville du 09/09/1954, d'El Asnam du 10/10/1980 (Ouyed et al., 1981, Benhallou, 1985, Meghraoui, 1988), de Constantine du 27/10/1985 (Bounif et al.,1991), de Tipaza du 29/10/1989 (Meghraoui, 1991) de Mascara du 17/08/1994 (Benouar et al., 1996), d'Alger du 04/09/1996 (Yelles et al., 1997) , de Ain Temouchent du 22/12/1999 (Yelles et al.,2004) et de Beni-Ouartilane du 10/11/2000 (Yelles et al., 2001) et de Boumerdes du 21/05/2003 (Yelles et al.,2003 ; Delouis et al.,2004 ;Semmane, 2005 ; Belabbès, 2009).

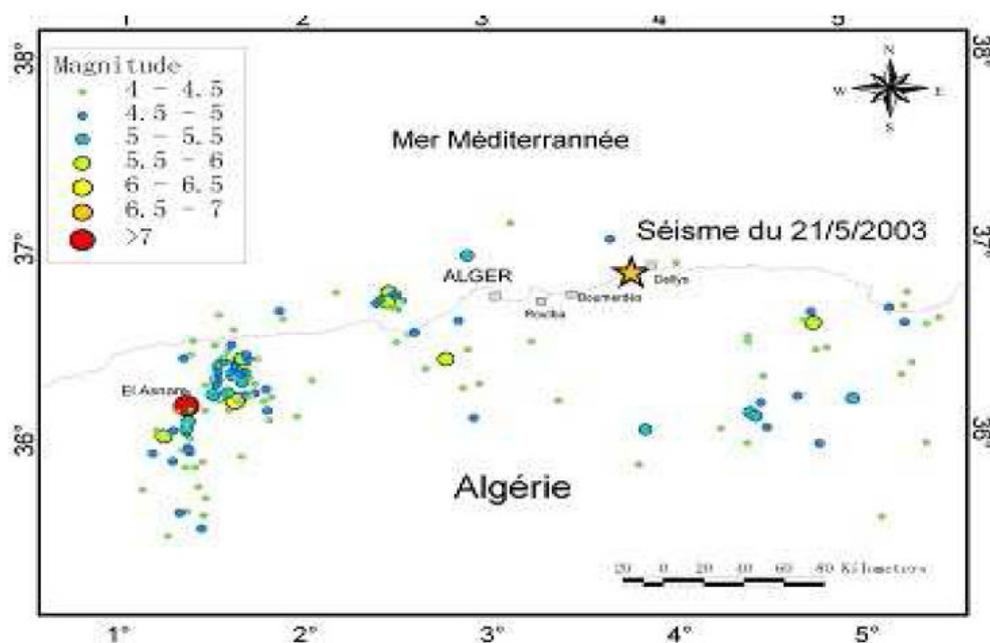


Figure. 2 : Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973

Depuis les dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), suite au séisme de Boumerdes (Algérie) survenu en 2003, construire des structures en auto-stable devient pratiquement impossible. En effet, Le RPA nous interdit de concevoir des bâtiments de plus de 14 m de hauteur en zone III et de 21 m en zone IIb .

L'unique solution pour contourner cette interdiction est l'ajout de voiles aux portiques auto-stables, c'est-à-dire construire en structures mixtes. Seulement cet ajout

de voiles pose souvent des problèmes aux ingénieurs (les structures sont soit trop rigides soit trop flexibles).

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation). Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir:

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le côté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.

Problématique:

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), **aucun article n'est relatif** à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'Objectif de ce travail :

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une édit, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.



C

hapiire

1

I.1 Les Séismes :

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe.

I.2 Origine des tremblements de terre :

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles.

L'énergie brusquement dégagee le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique.

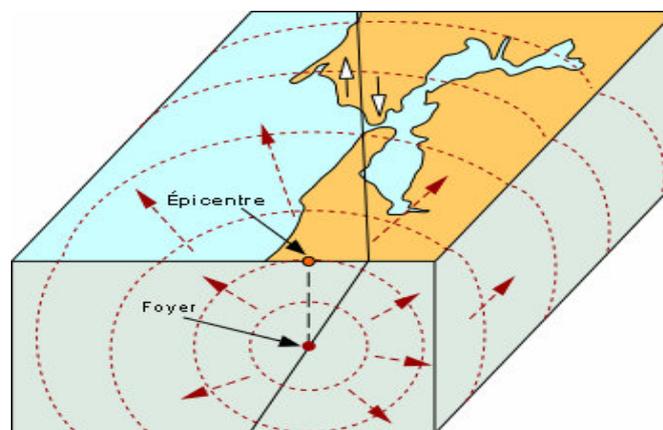
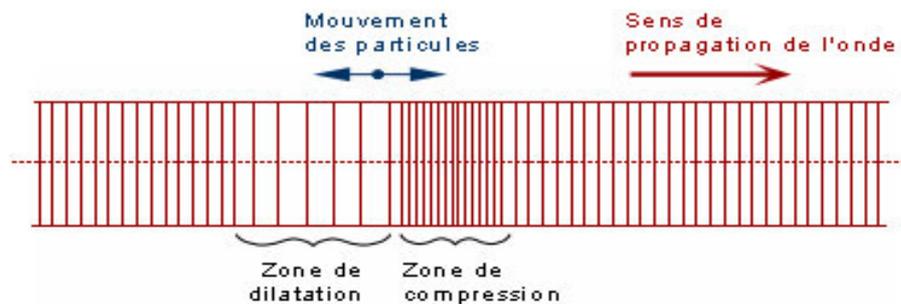


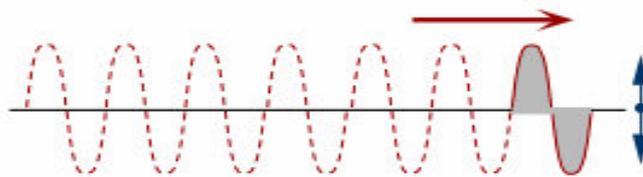
Figure I.1: origine des tremblements de terre.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer. On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

Onde P (compression)



Onde S (cisaillement)



Onde L (de Love) (cisaillement)



Onde de Rayleigh

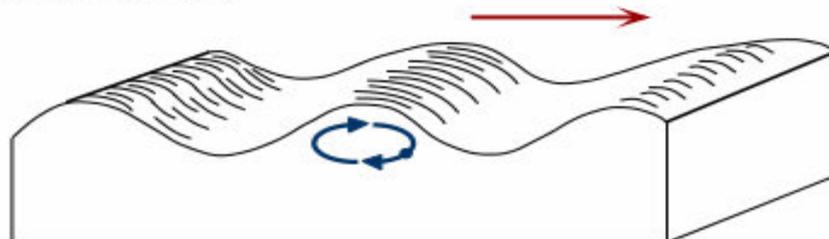


Figure I.2 : ondes sismiques

Les ondes P sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un

mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

I.3 Le séisme et les bâtiments:

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet des secousses. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux.

Mais d'abord, essayons de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment qui peuvent amener sa ruine sont multiples. Mais également que tous les dommages qui surviennent pendant un séisme ne sont pas signe de danger... au contraire !

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

✚ Estimer « à l'avance » les niveaux et modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné.

- ✚ Estimer « à l'avance » son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, éventuellement au prix de dommages.
- ✚ Connaître « à l'avance » les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.
- ✚ Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances.

I.4 Réaction des bâtiments aux séismes :

Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure I.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs

Pour éviter l'effondrement des constructions Les architectes et les ingénieurs doivent étudier comment ne pas « faire de mauvais choix » en fonction de chaque projet sur son site et éviter les différents problèmes possibles. Il s'agit surtout de bien:

1. Localiser les « masses » de la construction (essentiellement les planchers)
2. Contrôler les possibilités de déformation des différents murs et poteaux, c'est à dire leurs raideurs

3. Savoir utiliser l'endommagement de quelques éléments qui ne compromettent pas la sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.

I.5. Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses :

a- La déformabilité des éléments de la construction :

Soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

b- Les forces d'inertie :

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes.

Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

I. 6 Modes de déformation d'un bâtiment :

Les caractéristiques de chaque élément de la construction et celles de l'ensemble formé par ces éléments et leurs types de liaisons vont conditionner les modes de déformation en fonction des caractéristiques vibratoires du sol d'implantation.

Les schémas ci-dessus illustrent des modes de déformation pour différents éléments :

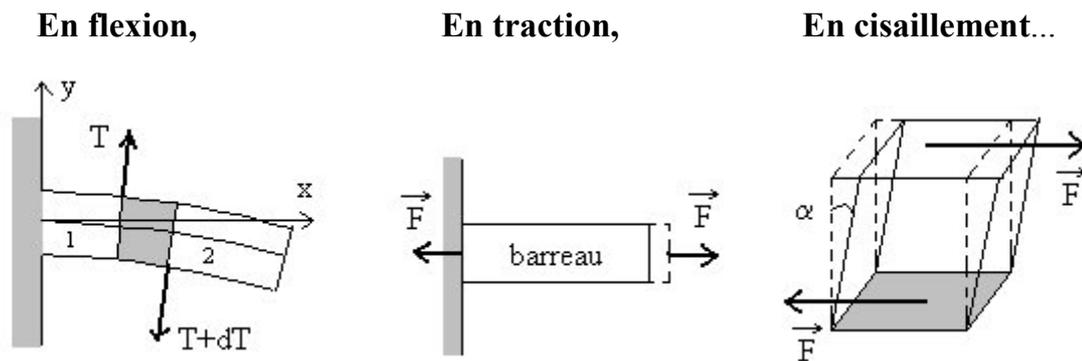


Figure I.4 : mode de déformation des éléments

On peut savoir à l'avance quel sera le mode de déformation de chaque élément constructif sous l'action d'un séisme et déterminer où il faut le renforcer pour éviter sa rupture fragile. Il faut en outre prévoir les modes de déformation globale de la construction.

I.7 Conception parasismique des bâtiments :

1- Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.

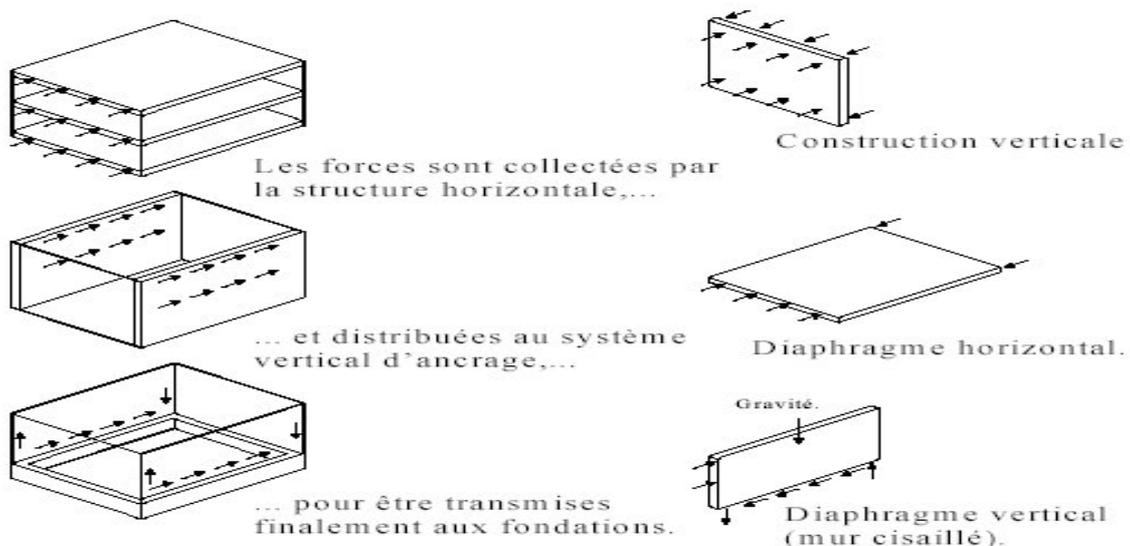


Figure I.5. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.

Tous les bâtiments constituent des « boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure I.5 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

- ✚ une résistance adéquate des plans
- ✚ un choix convenable de ces plans
- ✚ des liaisons adéquates entre ces plans.

I.8 Signification des « principes de conception parasismique » :

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en termes de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception ». Il convient de préciser trois choses à propos de ces « principes » :

1. le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique.
2. la structure secondaire doit toutefois être conçue pour continuer à reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.
3. le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique.

I.9 Principes de conception parasismique des bâtiments :

- ✚ Simplicité.
- ✚ Continuité.
- ✚ Régularité en plan.
- ✚ Régularité en élévation.
- ✚ Raideur et résistance à la torsion.
- ✚ Diaphragmes efficaces.
- ✚ Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.
- ✚ Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.
- ✚ Choix rationnels relatifs aux masses.
- ✚ Largeur des contreventements.
- ✚ Largeur des fondations.
- ✚ Partition en sous structures.
- ✚ 13- Fixation des éléments non structurels.

I.10 La Conception en performance (PBD) :

La procédure de conception des structures qui se base en multi niveau ou critère n'est pas nouvelle. La conception aux états limites considère les niveaux : de service et ultime.

Dans le cas du chargement sismique, le but déclaré des codes de construction est de produire des constructions capables d'achever les objectifs de performances suivantes :

- ✚ Résister à des séismes mineurs sans dommages significatifs.
- ✚ Résister à des séismes modérés avec des dommages réparables.
- ✚ Résister à des séismes majeurs sans effondrement.

Mais comme la majorité des codes ne considèrent explicitement qu'un seul niveau (objectif) de performance, définit comme : Protection des occupants ; Pour les structures destinées à résister aux séismes modérés et mineurs qui peuvent être rencontrés durant la vie des constructions, ces critères ne sont pas spécifiés explicitement.

Les séismes dans les espaces urbains ont montré que l'impact économique est très considérable donc le contrôles des dommages doit être mieux explicite en termes de considérations à prendre en compte durant la conception.

Alors, durant ses dernières années, une nouvelle philosophie pour la conception des constructions a été discutée entre les communautés des ingénieurs, adoptant la philosophie de conception en performances « Performance Based Design »

I.11 quelque mauvaise conception



Fig. 5.19 Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Photo 17. Absence d'armatures transversales en zone nodale



Mur de remplissage extérieur en double paroi de 10cm+10cm(vide)+10cm



Mauvaise conception parasismique (poteau faible, poutre forte)

Source : séisme de Boumerdes 2003



Fig. 5.15 Talonnette de 10 cm en mortier de très mauvaise qualité



Fig. 10.7 Absence de joint entre les bâtiments



Photo 18. Absence d'armatures transversales en zone nodale et mauvaise réalisation du nœud



Fig. 5.18 Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Fig. 5.19 Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Fig. 10.6 Absence de joint entre les bâtiments

Source : séisme de Boumerdes 2003



Fig. 5.18 Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Photo N° 11. Mauvaise conception parasismique (poteau faible, poutre forte)



Fig. 10.10 Absence de joint entre le bâtiment « souple » à gauche et le bâtiment rigide à droite



Photo 16. Insuffisance d'armatures transversales en zone critique



Source : séisme de Boumerdes 2003

CONCLUSION :

La philosophie de conception présentée en ce chapitre mis au point quelques nouveaux aspects importants, dérivés de l'expérience issue des derniers séismes qui doivent être introduire dans la pratique de la conception.

Chapitre 2

II.1. Introduction :

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliquée puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

II.2. Méthodes de calcul sismique :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes.

II.2.1 Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le Dimensionnement des bâtiments régulières faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

Qui est basée sur les conceptions parasismiques les plus récents au USA, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles développées dans la construction par des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle définit l'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

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

- A: coefficient d'accélération de zone,
- D: facteur d'amplification dynamique moyen,
- R: coefficient de comportement global de la structure,
- Q: facteur de qualité.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

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

- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation,
- ✚ Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III,
- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en la première condition, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

II.2.2 Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.

- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

✚ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

II.2.3 Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le réflexe «construction parasismique» dès les premières esquisses.

II.3 Logiciel d'analyse "Robot Analyse structure" :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ROBOT version 2012.

II.3.1 Présentation du programme ROBOT2012

ROBOT2012 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) ; Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique,

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

III.3.2 Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

II.3.3 Etapes de modélisation

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame» Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de

différents niveaux « i et $i+1$ », Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

II.4 Méthode de calcul du structure

II.4.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voile et planchers) Se fera selon les règles B.A.E.L.91 et respectera recommandations du R.P.A.1999/2003.

II.4.2 HYPOTHESE DE CALCUL :

Le béton utilisé dans la construction doit être conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A suivant les règles applicables en Algérie.

 *BAEL 91*

 *RPA 2003*

 *CBA 93*

II.4.3 LE CALCUL DE LA STRUCTURE :

Le calcul de la structure mixte sous charges verticales et horizontales (charges et surcharges, effets du séisme,) sera élaboré à l'aide du logiciel « ROBOT 2012 » basé sur la méthode des éléments finis ,Ce dernier permet le calcul tridimensionnel de la structure.

En ce qui concerne les éléments secondaires nous aurons :

- * Une Terrasse inaccessible qui sera ornées d'un acrotère coulé sur place , encastré à sa base , et tapissée d'une protection d'étanchéité .
- * Les Murs extérieurs seront réalisés en double parois par la brique creuse, séparé par une lame d'airs, l'ensemble aura une largeur de 30cm.
- * Dalle flottante de 10cm d'épaisseur pour le plancher bas.
- * Pour les Planchers nous prévoirons un plancher en corps creux.

* Infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de réaliser l'encastrement parfait et la stabilité de la structure dans le sol, des semelles isolées, et semelles filantes sous voiles.

II.5 Caractéristique des matériaux :

II.5.1 Béton: $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

Dosage béton

- ✚ Les éléments porteurs dosés à 350 kg/m³
- ✚ Contraintes caractéristiques : $f_{c28} = 25$ MPA

II.7 Etude sismique : les coefficients du calcul de spectre de réponse sont : le calcul se fait dans les deux sens X et Z

II.8 Contreventement

- 1 – Nature des éléments porteurs en Béton Armé
- 2 – Nature des éléments de remplissage en maçonnerie rigide
- 3 – Mode de contreventement : L'ouvrage est contreventé par des portiques auto stables dans les deux directions contreventée par des voiles .
- 4 – Mode de fondation : Fondation superficielle semelles isolées semelle filante.
- 5 – Destination de l'ouvrage : usage d'habitation+bureau.

Les combinaisons de Ferrailage des portiques :

Pour le ferrailage des éléments structuraux on procède comme suit :

- **Poutre :**

En travée : on considère la combinaison : $1,35G + 1,5 Q$

Aux appuis : - supérieur : on considère la combinaison $G + Q + E$

- inférieur : on considère la combinaison $0,8 G - E$

- **Fondation :**

Dimensionnement : $G+Q$

Vérification des contraintes de sol : $G+Q \pm E$

Vérification des stabilité : $0.8 G \pm E$

A vertical grey bar on the left side of the page, containing a large, stylized, grey letter 'C' in a calligraphic font.

C

h apitre

3

III.1 Description générale

Le projet consiste à la réalisation d'une structure on Mixte portiques/voiles avec interaction (STRUCTURE MIXTE).

La bâtisse à RAS EL OUED, wilaya de B.B.A, dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIA.

La structure étudiée est un bâtiment en (SS+**R+10**) à usage commercial et d'habitation, la hauteur SS, RDC et étage est de 3.40m, les dimensions en plan sont de (29m x 28m).

L'implantation de bâtiment sur un sol Rocheux de classe (S1), situé dans une zone à moyenne sismicité (**Zone II.a**), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.25g.

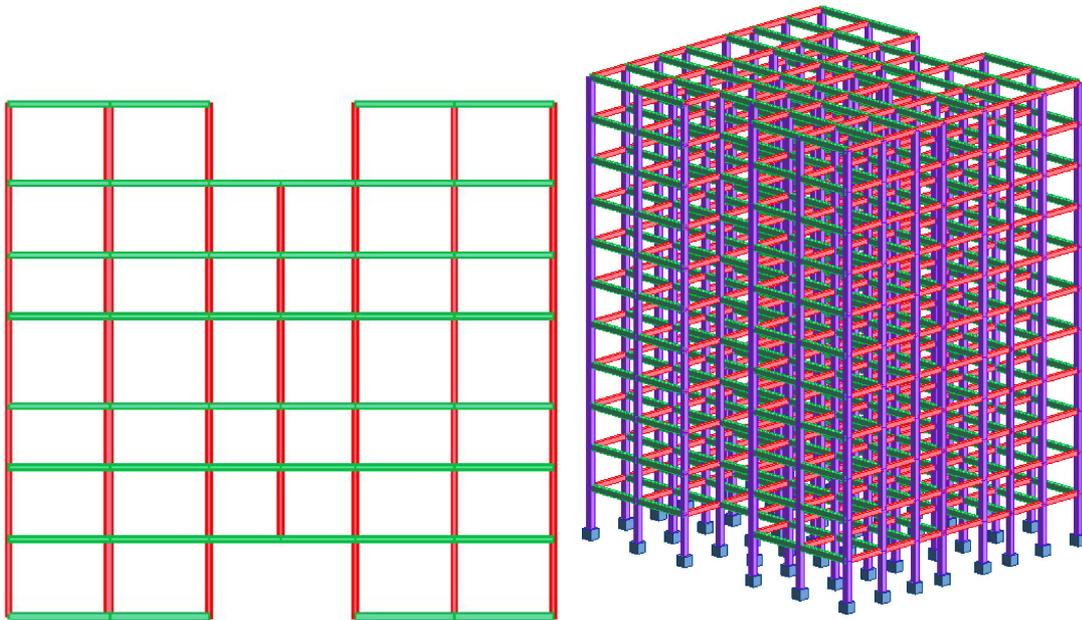


Figure III.3 : Géométrie en plan et en élévation de la structure

III.2 Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont représentées dans le tableau suivant:

Caractéristique géométrique	H(m)	L(m)
- Longueur totale	-	29.00
- Largeur totale	-	28.40
- RDC	3.40	-
- L'acrotère	0.60	-
- Etage courant	3.40	-
Poutre principale	50	30
Poutre secondaire	40	30
Poteaux	50	50
voile sens X	e=20 cm	
voile sens Y	e=20 cm	

Tableau III.1 : caractéristiques géométriques du bâtiment

III.3 Les condition à vérifier :

Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Art 5.9 RPA 2003 : Vérification si les effets (P- Δ) sont négligeables.

III.4 Choix des dispositions de voiles à étudier:

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de **translations pures** suivant les deux directions principales de la structure.

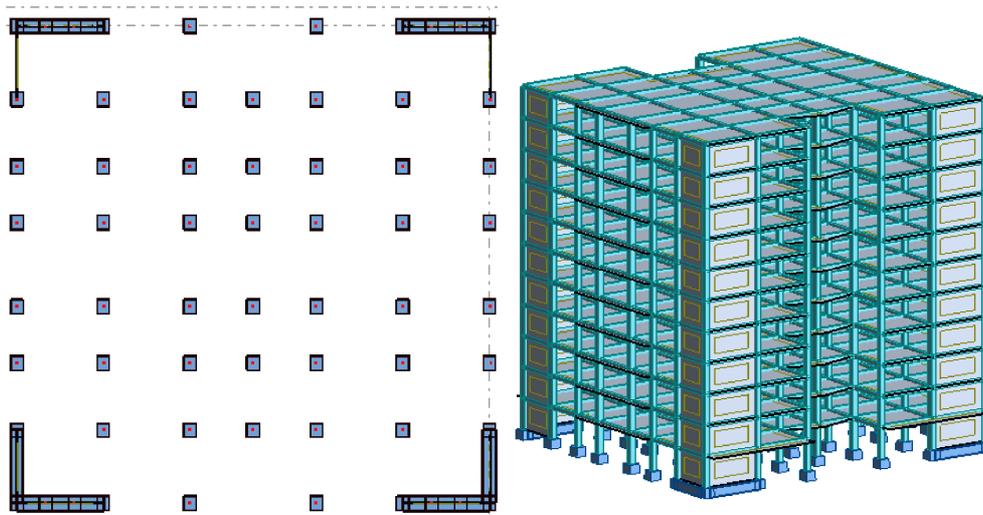


Figure III.2 : Configuration en plan et en élévation variante 1

Description des coordonnées de la variante 1 :

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 14.176 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.371 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.941 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 1308512370.797 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1463060501.580 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1084805905.767 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 7215725.395 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 14.175 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.344 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.911 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 1365866131.892 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1528984662.508 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1131393133.905 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 7577658.595 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	3377
Nombre de barres:	1595
Eléments finis linéiques:	2453
Eléments finis surfaciques:	4571
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	19830

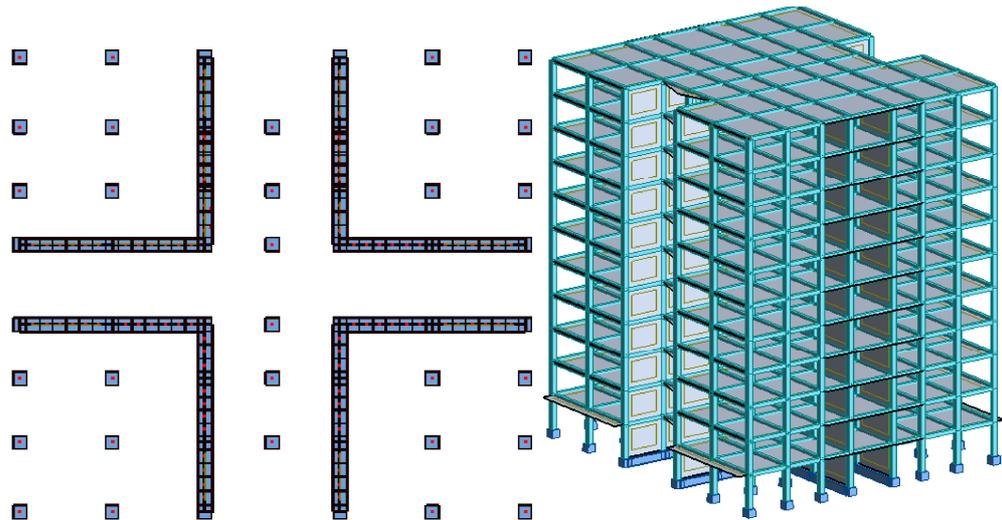


Figure III.3 : Configuration en plan et en élévation variante 2

Description des coordonnées de la variante 2:

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 14.200 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.925 \text{ (m)}$$

$$Z = 16.296 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 441977739.186 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 491688947.992 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 357306336.809 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2469333.906 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	3387
Nombre de barres:	1595
Eléments finis linéiques:	2453
Eléments finis surfaciques:	4576
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	19830

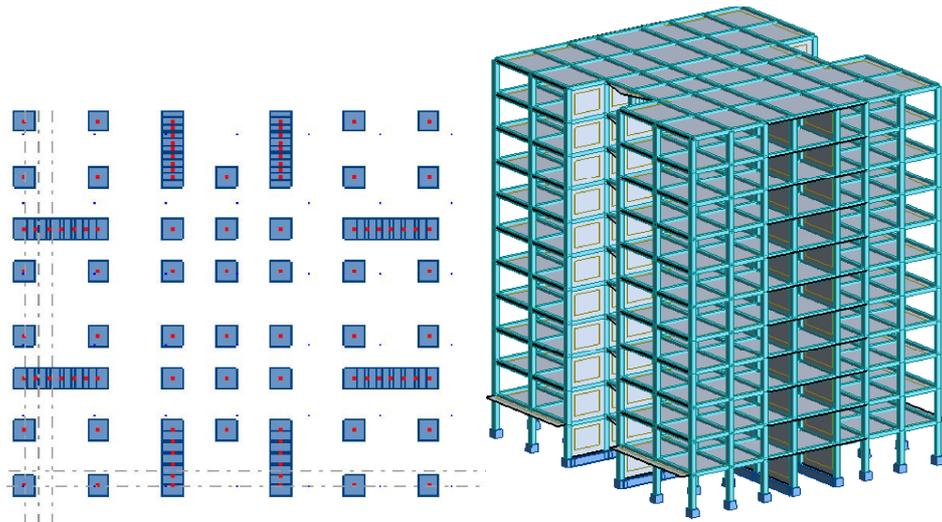


Figure III.4 : Configuration en plan et en élévation variante3

Description des coordonnées de la variante3:

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 14.176 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.858 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.941 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 1249746467.972 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1407424220.942 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 970406405.452 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 7215725.395 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	7761
Nombre de barres:	1595
Eléments finis linéiques:	4343
Eléments finis surfaciques:	9642
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	45990

:

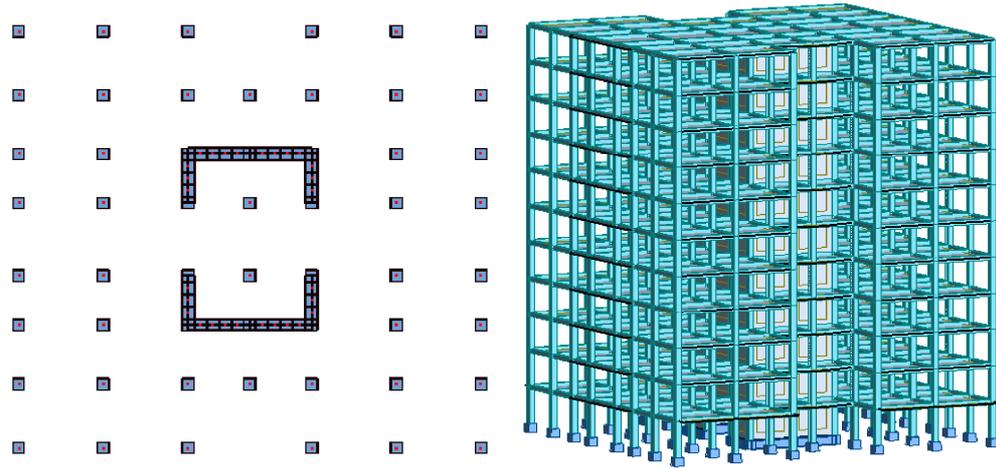


Figure III.5 : Configuration en plan et en élévation variante4

Description des coordonnées de la variante4:

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 14.200 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.925 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 441977739.186 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 491688947.991 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 357306336.809 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2469333.906 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	3377
Nombre de barres:	1595
Eléments finis linéiques:	2453
Eléments finis surfaciques:	4571
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	19830

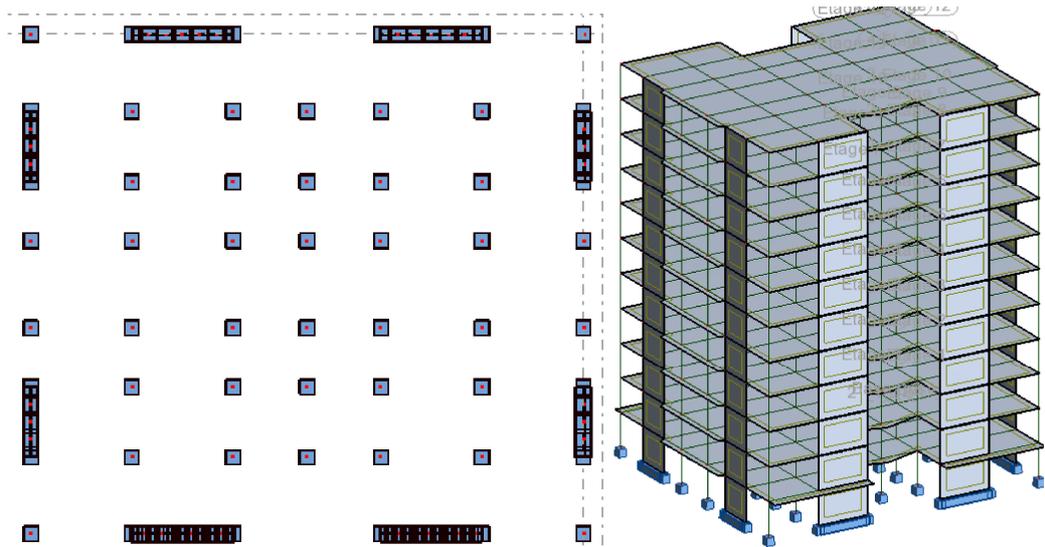


Figure III.6 : Configuration en plan et en élévation variante5.

Description des coordonnées de la variante5:

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 14.300 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.850 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.950 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 441977739.186 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 491688947.991 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 357306336.809 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2469333.906 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	3371
Nombre de barres:	1590
Eléments finis linéiques:	2443
Eléments finis surfaciques:	4571
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	19830



Chapitre

4



IV.1 Etude des variantes :

III.1.1 Etude de la variante 1 :

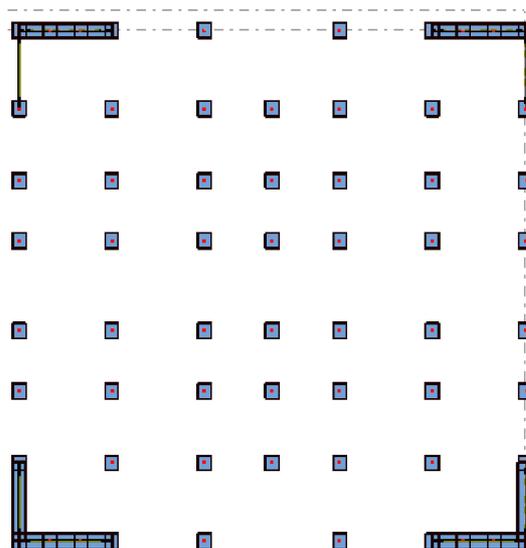


Figure IV.1 : Configuration en plan de la variante 1

IV.1.1.1 Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.87	0.00	0.00	0.00	71.15
2	0.76	69.77	71.15	69.77	0.00
3	0.54	69.77	71.15	0.00	0.00
4	0.23	69.77	71.15	0.00	16.08
5	0.19	87.61	87.23	17.84	0.00
6	0.13	87.61	87.23	0.00	0.00
7	0.12	87.61	87.23	0.00	5.89
8	0.10	93.60	93.12	5.99	0.00
9	0.08	93.60	93.12	0.00	2.97
10	0.07	96.31	96.10	2.71	0.00
11	0.06	96.31	96.10	0.00	0.00
12	0.06	96.31	96.10	0.00	1.63
13	0.06	97.72	97.72	1.40	0.00
14	0.05	97.72	97.72	0.00	0.90
15	0.05	98.50	98.62	0.78	0.00

Tableau IV.1: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 2951.04 \text{ KN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$1. A = 0.25$$

$$2. R = 5$$

$$3. Q = 1.20$$

$$4. D = 1.9$$

$$5. W = 52886.08 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{MSE}} = 2455.99 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2455.99 > 80\% V_{\text{MSE}} = 2360.83 \text{ KN}$$

IV.1.1.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta x(\text{cm})$
1	0,2
2	0,3
3	0,5
4	0,5
5	0,6
6	0,6
7	0,6
8	0,6
9	0,6
10	0,5
11	0,6

Tableau IV.2: Déplacements inter-étages

IV.1.1.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$$

Etage	P(KN)	Sens x-x		
		$\Delta_K(\text{cm})$	$V_K \times H_K$	θ_X
1	71,47304	0,2	1003353,6	0,0014
2	6955,15104	0,3	936115,2	0,0022
3	13838,829	0,5	845576,6	0,0041
4	20722,507	0,5	756670	0,0045
5	27606,185	0,6	663775,2	0,0062
6	34489,863	0,6	573342	0,0072
7	41373,541	0,6	482460	0,0086
8	48257,219	0,6	394791	0,0105
9	55140,897	0,6	307125,4	0,0134
10	62024,575	0,5	219079	0,0157
11	68700,755	0,6	118187,4	0,0339

Tableau IV.3: Vérification des effets P- Δ .

IV.1.2 Etude de la variante 2 :

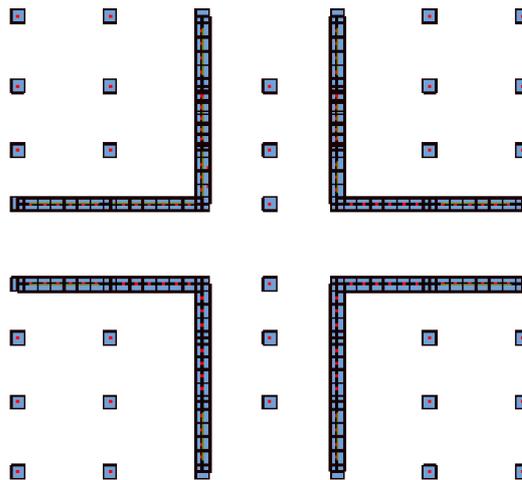


Figure IV.3 : Configuration en plan de la variante 2

IV.1.2.1 Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.44	69.94	0.59	69.93	0.59
3	0.43	70.52	70.43	0.59	69.84
4	0.23	70.52	70.43	0.00	0.00
5	0.13	70.52	70.43	0.00	0.00
6	0.12	86.94	73.36	16.42	2.93
7	0.12	89.86	89.92	2.92	16.56
8	0.09	89.86	89.92	0.00	0.00
9	0.08	89.86	89.92	0.00	0.00
10	0.07	89.86	89.92	0.00	0.00
11	0.06	89.86	94.56	0.00	4.64
12	0.06	95.22	94.56	5.36	0.00
13	0.06	95.22	94.56	0.00	0.00
14	0.05	95.22	95.95	0.00	1.39
15	0.05	95.22	95.95	0.00	0.00

Tableau IV.4: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 3308.97 \text{ KN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$6. A = 0.25$$

$$7. R = 5$$

$$8. Q = 1.20$$

$$9. D = 1.9$$

$$10. W = 59300.45$$

$$V_{MSE} = 2398.25 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2934.38 > 80\% V_{MSE} = 2647.17 \text{ KN}$$

III.5.2.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta x(\text{cm})$
1	0,1
2	0,2
3	0,2
4	0,2
5	0,3
6	0,3
7	0,3
8	0,3
9	0,3
10	0,3
11	0,3

Tableau IV.5: Déplacements inter-étages

III.5.2.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Etage	P(KN)	Sens x-x		
		$\Delta_K(\text{cm})$	$V_K \times H_K$	θ_X
1	7989,24	0,1	1125049,80	0,0007
2	15682,56	0,2	1049654,80	0,0015
3	23375,88	0,2	948137,60	0,0016
4	31069,20	0,2	848470,00	0,0018
5	38762,52	0,3	744283,80	0,0031
6	46455,84	0,3	642882,20	0,0036
7	54149,16	0,3	541297,00	0,0043
8	61842,48	0,3	442676,60	0,0052
9	69535,80	0,3	344375,80	0,0067
10	77229,12	0,3	245653,40	0,0094
11	84714,94	0,3	132521,80	0,0169

Tableau IV.6: Vérification des effets P- Δ .

IV.1.3 Etude de la variante 3 :

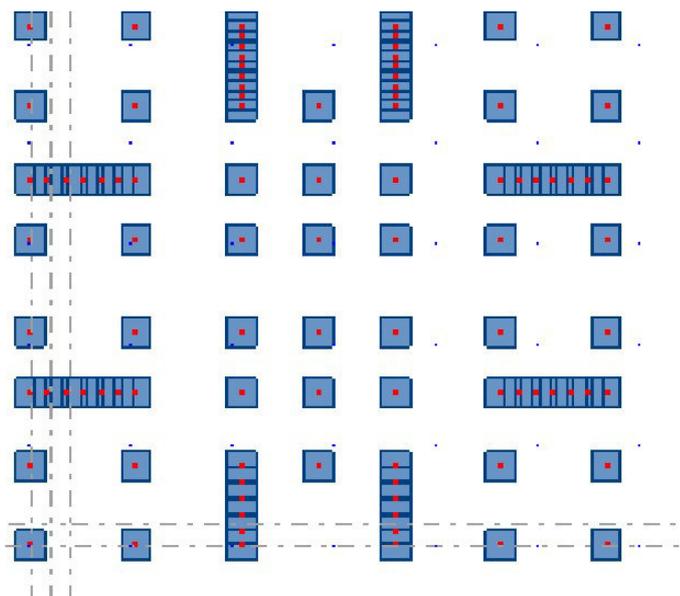


Figure IV.5 : Configuration en plan de la variante 3

III.5.3.1 Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.01	0.03	0.00	0.00	72.16
2	0.93	0.03	72.16	70.47	0.00
3	0.81	70.50	72.16	0.00	0.00
4	0.30	70.50	72.16	0.00	14.56
5	0.26	70.50	86.73	16.21	0.00
6	0.21	86.71	86.73	0.00	0.00
7	0.16	86.71	86.73	0.00	6.06
8	0.12	86.71	92.79	0.00	0.00
9	0.10	86.71	92.79	6.36	0.00
10	0.10	93.07	92.79	0.00	3.02
11	0.08	93.07	95.81	0.00	0.00
12	0.08	93.07	95.81	0.00	0.00
13	0.07	93.07	95.81	0.00	1.50
14	0.06	93.07	97.31	3.15	0.00
15	0.06	96.22	97.31	0.00	72.16

Tableau IV.7: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 2959.83 \text{ kN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$11. A = 0.25$$

$$12. R = 5$$

$$13. Q = 1.20$$

$$14. D = 1.9$$

$$15. W = 53043.61$$

$$V_{\text{MSE}} = 2426.42 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2959.83 > 80\% V_{\text{MSE}} = 2367.86 \text{ KN}$$

IV.1.3.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta x(\text{cm})$
1	0
2	0
3	0,6
4	0,5
5	0,6
6	0,6
7	0,7
8	0,7
9	0,6
10	0,6
11	0,6

Tableau IV.8: Déplacements inter-étages

IV.1.3.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):

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

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

Etage	P(KN)	Sens x-x		
		$\Delta_K(\text{cm})$	$V_K \times H_K$	θ_X
1	714730.40	0,3	1003353,60	0,0021
2	688367.80	0,3	936115,20	0,0022
3	688367.80	0,5	845576,60	0,0041
4	688367.80	0,6	756670,00	0,0055
5	688367.80	0,6	663775,20	0,0062
6	688367.80	0,7	573342,00	0,0084
7	688367.80	0,7	482460,00	0,0100
8	688367.80	0,6	394791,00	0,0105
9	688367.80	0,6	307125,40	0,0134
10	688367.80	0,6	219079,00	0,0189
11	667618.00	0,5	118187,40	0,0282

Tableau III.9: Vérification des effets P- Δ .

IV.1.4 Etude de la variante 4 :

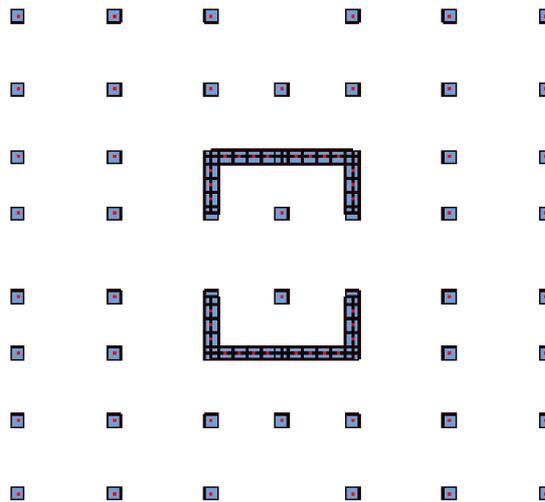


Figure III.7 : Configuration en plan de la variante 4

IV.1.4.1 Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.61	71.73	0.00	71.73	0.00
2	0.50	71.73	63.99	0.00	63.99
3	0.50	71.75	71.45	0.01	7.46
4	0.17	71.89	71.45	0.15	0.00
5	0.17	89.97	71.45	18.08	0.00
6	0.14	89.97	90.33	0.00	18.88
7	0.11	89.97	90.33	0.00	0.00
8	0.09	94.97	90.33	5.00	0.00
9	0.08	94.98	90.33	0.00	0.00
10	0.07	94.98	95.03	0.00	4.70
11	0.07	94.98	95.03	0.00	0.00
12	0.06	97.14	95.03	2.17	0.00
13	0.06	97.19	95.03	0.05	0.00
14	0.06	97.19	96.78	0.00	1.74
15	0.05	97.19	96.78	0.00	0.00

Tableau IV.10: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 2901.67 \text{ KN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$16.A = 0.25$$

$$17.R = 5$$

$$18.Q = 1.20$$

$$19.D = 1.9$$

$$20.W = 52001.21 \text{ kg}$$

$$V_{\text{MSE}} = 2398.25 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2901.67 > 80\% V_{\text{MSE}} = 2321.33 \text{ KN}$$

IV.1.4.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta x(\text{cm})$
1	0
2	0,2
3	0,3
4	0,3
5	0,4
6	0,4
7	0,4
8	0,5
9	0,4
10	0,4
11	0,4

Tableau IV.11: Déplacements inter-étages

IV.5.4.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):

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

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

Etage	P(KN)	Sens x-x		
		$\Delta_K(\text{cm})$	$V_K \times H_K$	θX
1	7145,6031	0	986567,80	0,0007
2	14027,5802	0,2	920454,80	0,0015
3	20909,5573	0,3	831432,60	0,0025
4	27791,5344	0,3	744011,80	0,0028
5	34673,5115	0,4	652670,80	0,0042
6	41555,4886	0,4	563750,60	0,0049
7	48437,4657	0,4	474640,00	0,0058
8	55319,4428	0,5	388188,20	0,0089
9	62201,4199	0,4	301988,00	0,0091
10	69083,397	0,4	215413,80	0,0128
11	75757,8761	0,4	116212,00	0,0230

Tableau IV.12: Vérification des effets P- Δ .

IV.5.5 Etude de la variante 5 :

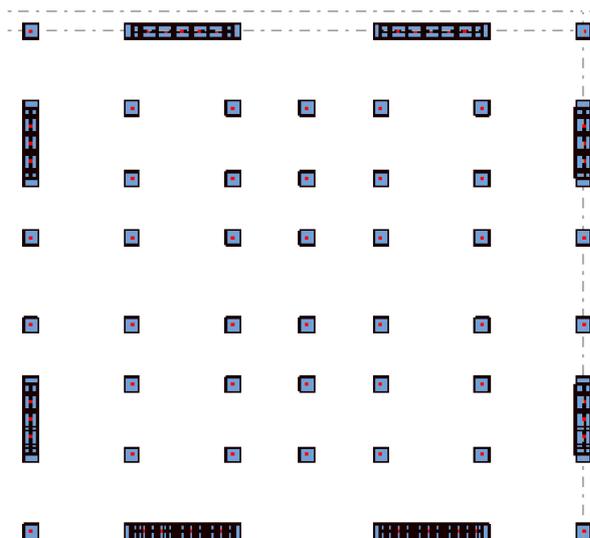


Figure IV.9 : Configuration en plan de la variante 5

IV.5.5.1 Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.94	0.00	73.18	0.00	73.18
2	0.84	70.43	73.18	70.43	0.00
3	0.66	70.49	73.18	0.05	0.00
4	0.26	70.49	87.14	0.00	13.96
5	0.22	86.91	87.14	16.43	0.00
6	0.16	86.92	87.14	0.00	0.00
7	0.13	86.92	93.01	0.00	5.87
8	0.10	93.33	93.01	6.41	0.00
9	0.08	93.33	96.09	0.00	3.08
10	0.08	93.33	96.09	0.00	0.00
11	0.07	96.33	96.09	3.00	0.00
12	0.06	96.33	97.79	0.00	1.70
13	0.06	97.80	97.79	1.47	0.00
14	0.05	97.80	98.73	0.00	0.94
15	0.05	98.58	98.73	0.78	0.00

Tableau IV.13: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

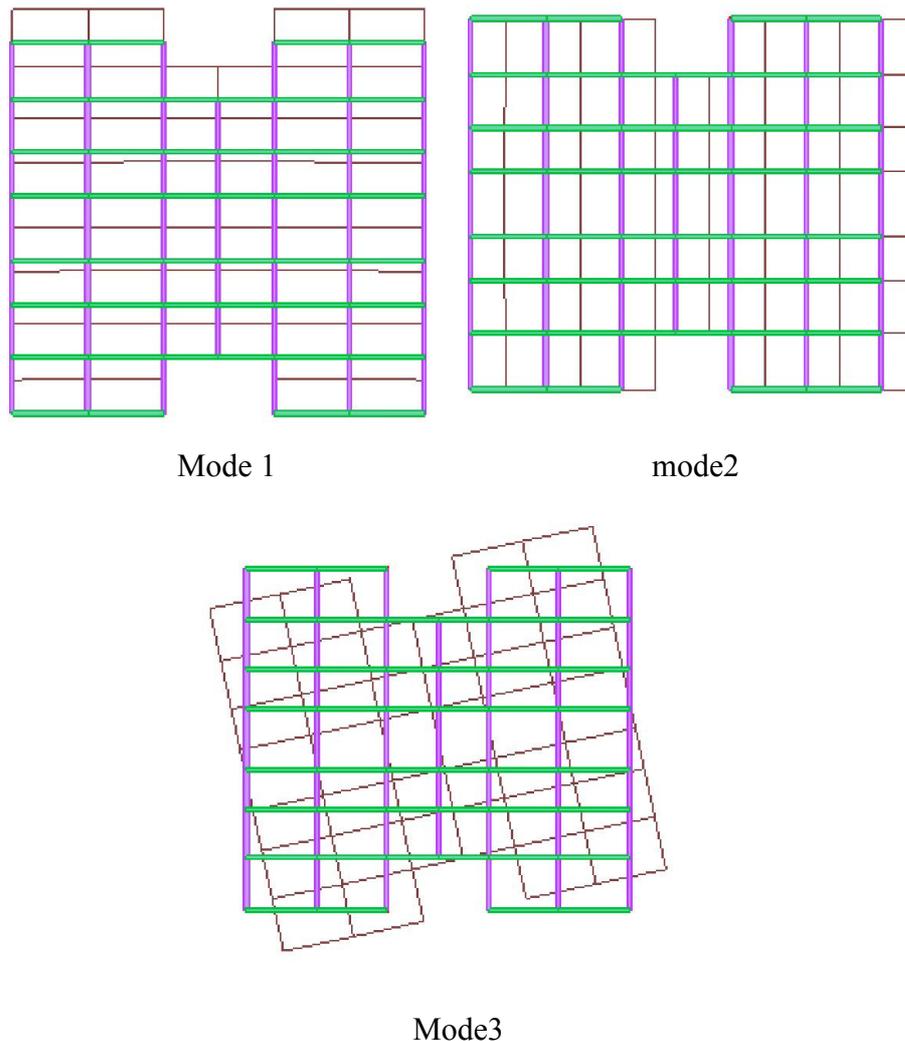


Figure IV.10 mode de déformation de variante 5

IV.1.5.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 15modes (98.58% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 15modes (98.73% de la masse sismique de la structure)

IV.1.5.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée

par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 2959.10 \text{ KN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$21.A = 0.25$$

$$22.R = 5$$

$$23.Q = 1.20$$

$$24.D = 1.9$$

$$25.W = 53030.51 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{MSE}} = 2446.81 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2959.10 > 80\% V_{\text{MSE}} = 2367.28 \text{ KN}$$

IV.1.5.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta x(\text{cm})$
1	0,2
2	0,4
3	0,5
4	0,6
5	0,6
6	0,7
7	0,7
8	0,9
9	0,0
10	0,4
11	0,5

Tableau IV.14: Déplacements inter-étages

IV.1.5.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Etage	P(KN)	Sens x-x		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θX
1	714730.40	0,2	1006094,00	0,0014
2	688367.80	0,4	91721,80	0,0449
3	688367.80	0,5	850642,60	0,0089
4	688367.80	0,6	761202,20	0,0153
5	688367.80	0,6	667753,20	0,0236
6	688367.80	0,7	576776,00	0,0357
7	688367.80	0,7	485635,60	0,0523
8	688367.80	0,9	397157,40	0,0743
9	688367.80	0,0	308964,80	0,0900
10	688367.80	0,4	220391,40	0,0950
11	667618.00	0,5	118894,60	0,0933

Tableau IV.15: Vérification des effets P- Δ .

IV.2 Interprétation des résultat

IV2.1 Déplacements inter-étages maximal (Δx):

on obtient les déplacements inter-étages de chacune des cinq variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes

variante	V_x	$\Delta_x(\text{cm})$
1	2951.04	0.6
2	3308.97	0.3
3	2959.83	0.6
4	2901.67	0.4
5	2959.10	0.9

Tableau IV.16 Déplacements inter-étages maximal (Δx):

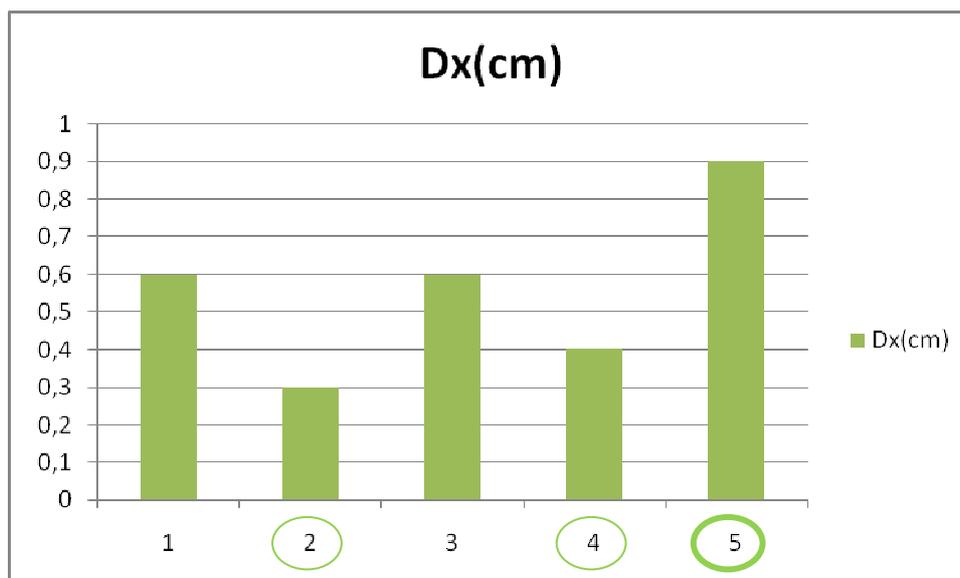


Figure IV.11 Déplacements relatifs des variantes étudiées

Analyse des résultats :

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 5, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 2 et 4 est représenté un déplacement minimal.

IV2.2 déplacement maximal :

on obtient les déplacements maximal de chacune des cinq variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes

variante	Déplacement
1	5,6
2	2,7
3	6
4	3,7
5	5,5

Tableau IV.17 Déplacements maximal :

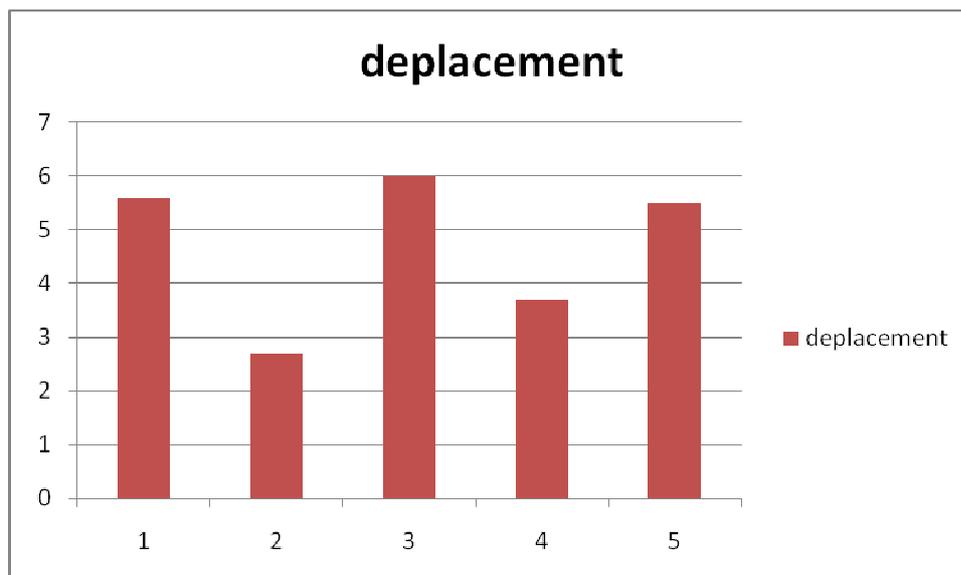


Figure IV.12 Déplacements maximal des variantes étudiées

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante3, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 2 et 4 est représenté un déplacement minimal.

IV.2.3 L'Effiat maximal (P-Δ):

On obtient l'effet maximal (P-Δ) de chacune des variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes

variante	V_x	$\Delta_x(\text{cm})$
1	2951.04	0.0339
2	3308.97	0.0169
3	2959.83	0.0282
4	2901.67	0.0230
5	2959.10	0.0933

Tableau IV.18 L'Effet maximal (P-Δ)

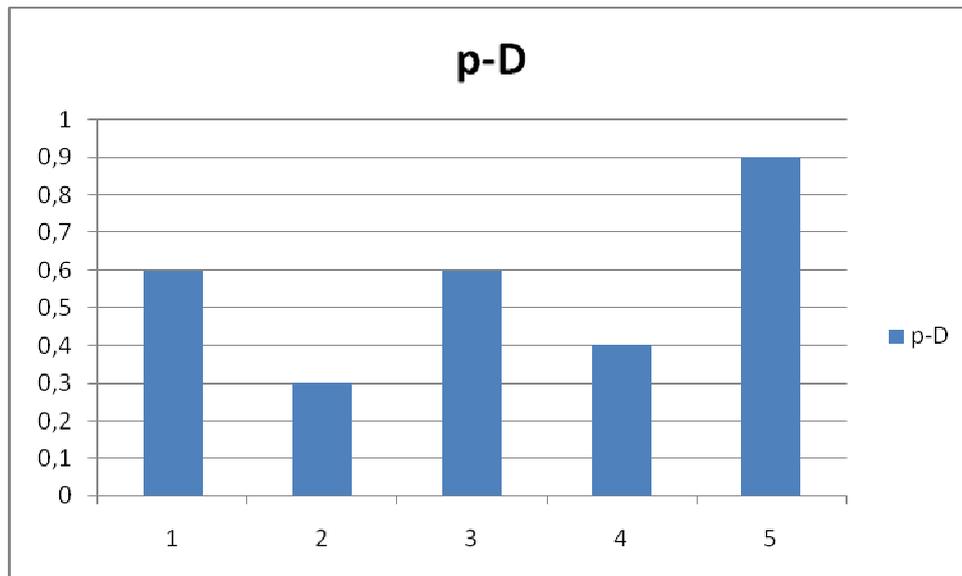


Figure IV-13 L'effet maximal (P-Δ)

Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que la variante 5 a un effet (P-Δ) maximal presque similaire (respectivement **0.09**).

Par contre les variantes 2 et 4 est représente un déplacement minimal avec 0.0169 et 0.0230.

IV.2.4 Le période maximale :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau ci-dessous sont données les périodes fondamentales obtenues pour les cinq variante.

variante	Période
1	0,87
2	0,75
3	1,01
4	0,61
5	0,94

Tableau IV.19 Le période maximale des varionte

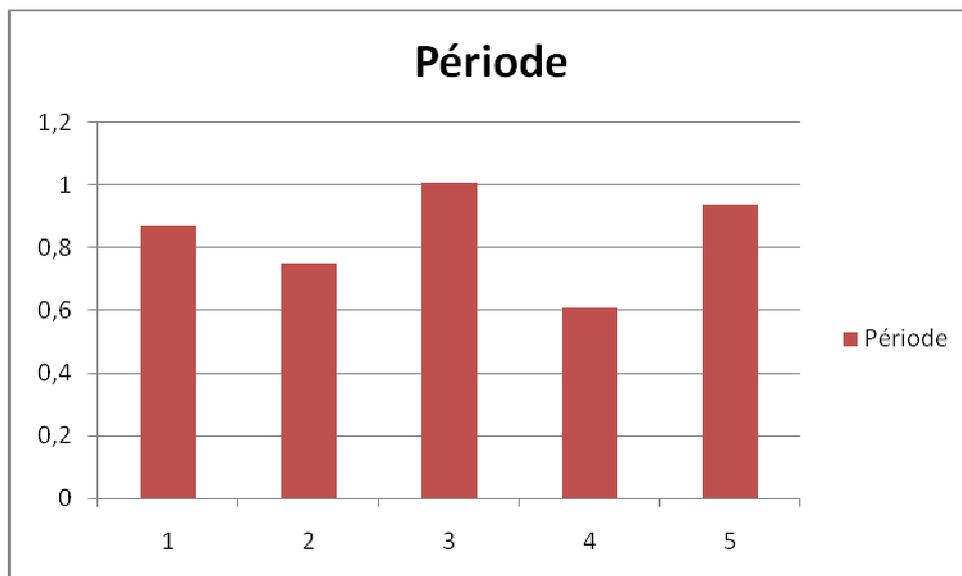


Figure IV.14 Le période maximale des varionte

D'après ces résultats, période est plus importante pour la structure en variante 03, ce qui donne une période plus de 1sec

Mes le variante 2 et 4 est done une petite et confirme la rigidité des voiles.

IV.2.5 Efforts tranchant

variante	effor tranchant (KN)
1	2455,99
2	2398,25
3	2426,42
4	2398,25
5	2446,81

Tableau IV.20 Efforts tranchant a la base

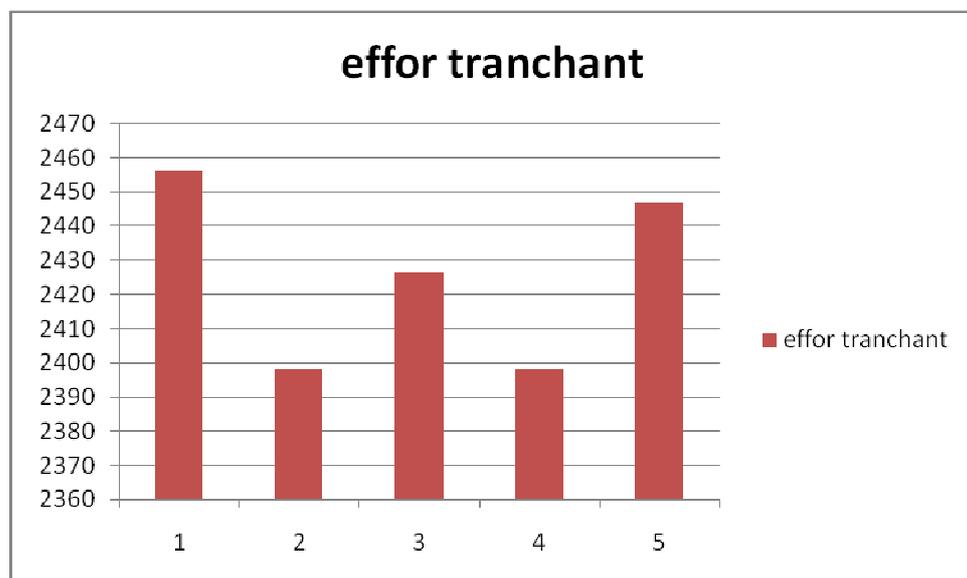


Figure IV.15 Efforts tranchant a la base

D'après ces valeurs l'effort tranchant à la base est plus important pour la structure de la variante 1. Par contre dans les variante 2 et 4

IV.3 Résultat :

L'analyse des cinq variante nous à permis de déduire ce qui suit :

Vis à vis Déplacements inter-étages maximal (Δx):

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante5, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 2 et 4 est représenté un déplacement minimal.

Vis-à-vis Déplacement maximal :

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante3, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 2 et 4 est représenté un déplacement minimal.

Vis à vis L'Effiat maximal ($P-\Delta$):

En analysant les résultats, on remarque que la variante 5 a un effet ($P-\Delta$) maximal presque similaire (respectivement **0.09**).

Par contre les variantes 2 et 4 est représenté un déplacement minimal avec 0.0169 et 0.0230.

Vis à vis Le période maximale :

D'après ces résultats, période est plus importante pour la structure en variante 03, ce qui donne une période plus de 1sec

Mes le variante 2 et 4 est donc une petite et confirme la rigidité des voiles.

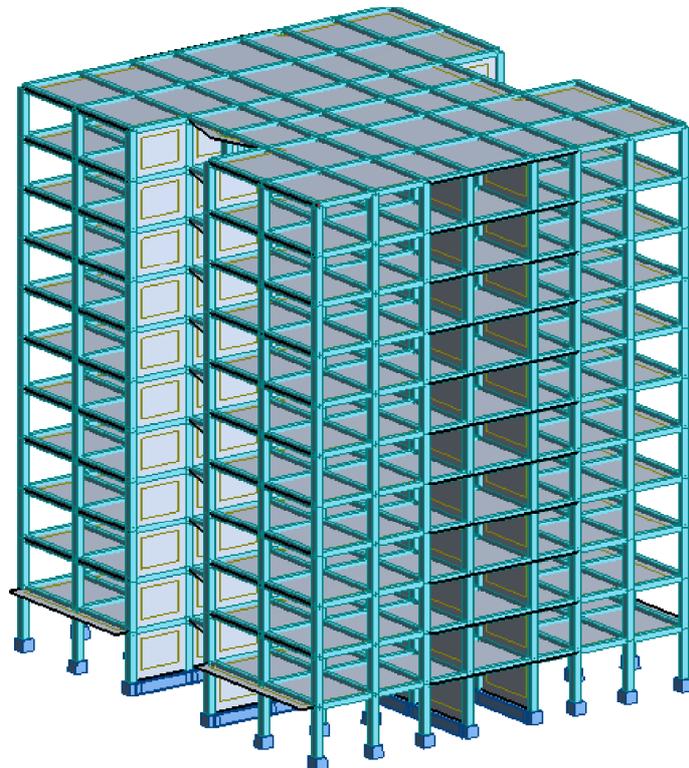
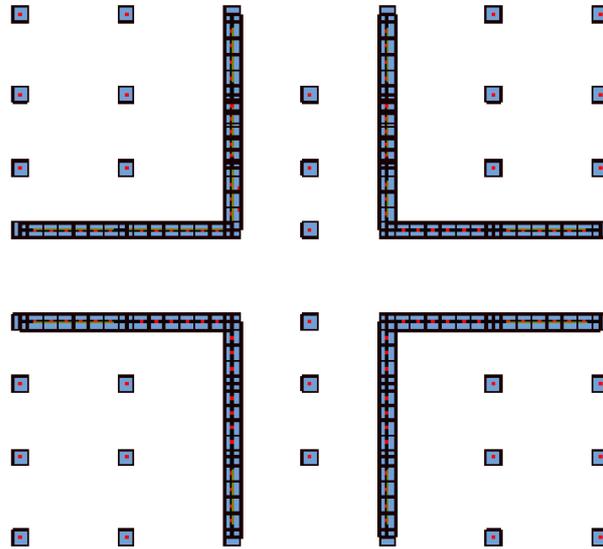
Vis à vis Efforts tranchant

D'après ces valeurs l'effort tranchant à la base est plus important pour la structure de la variante 1. Par contre dans les variante 2 et 4.

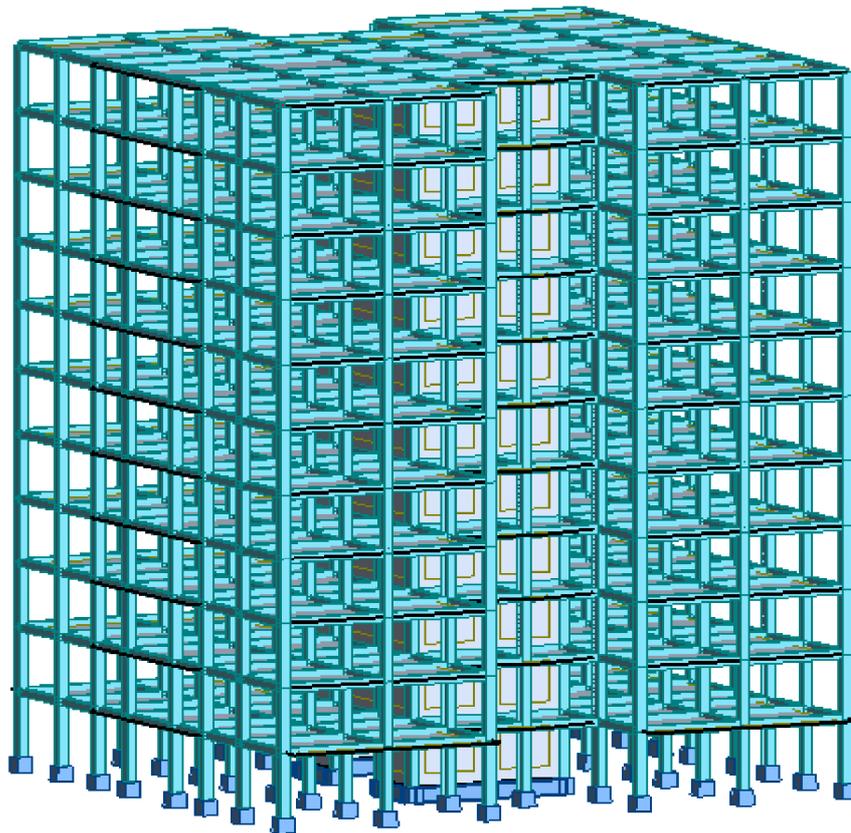
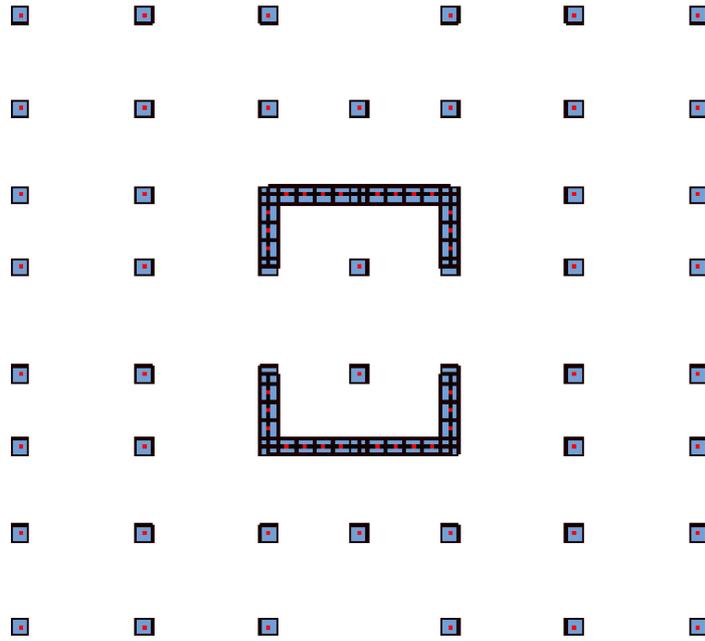
D'après les résultats obtenu la conclusion suivant :

- ✚ La structure avec des voile a l'extrémité (grande distance a centre de gravite) est caractérisée par des déplacements relatifs importants par rapport aux autres structures ainsi que une période fondamentale importante, ce qui lui confère une certaine souplesse,

- ✚ La structure avec voiles proche de centre de gravité est caractérisée par des faibles déplacements inter étages et une période fondamentale réduite, ce qui évite généralement les dégâts des éléments non structuraux,

Présentation de maieur variantes.

Variant 02



Variante 04

Conclusion

Construire c'est mettre à la disposition des hommes une portion aménagée et conditionnée à leur convenance, mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants avec un degré de sécurité approprié.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité, leur apparition brutale et imprévue, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations et la seule prévention valable en zone à risque sismique reste la construction parasismique.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), **aucun article n'est relatif à** ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une édit, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné, ce travail devait être basé sur des analyses linéaires de la structure en portiques contre venté par voile avec les différents variantes de disposition des voile.

Faute de pouvoir effectuer ces analyses, nous avons essayé de mettre en valeur, l'influence de quelques paramètres pouvant faire défaut à une conception parasismique adéquate, mais en utilisant la méthode spectrale.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les cinq variantes, nous a montré que les déplacements inter étages ainsi que la période sont plus importants pour la structure, à partir de là nous pouvons dire que dans les zones

sismiques, pour les constructions de grande hauteur, il est préférable d'utiliser les voiles avec bon conception (bon desposition).

En ce qui concerne l'étude comparative, nous ne pouvons tirer une conclusion définitive, étant donné les résultats obtenus, et aussi la liste des paramètres sur lesquels cette étude a porté n'est pas exhaustive. Il serait intéressant d'effectuer des analyse non linéaires de la structure avec les différents paramètres.

Bibliographier

- [1] Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- [2] Drouna karima, Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistère, Université Mentouri de Constantine, 2010.
- [3] L. ZEGHICHI, A. MERZOUGUI & B. MEZGHICHE, LECTURE DANS LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, 2005
- [4] MIHOUB Saber & RABTI Youcef, Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et rdc commercial (R+9+s/sol) contreventement mixte, MEMOIRE **Présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil**, UNIVERSITE DE M'SILA, 2011.
- [5] Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » .
- [6] Règles B.A.E.L 91.
- [7] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 ».
- [8] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.