

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

Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

Etude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé

Présenté en Juin 2016 par :

BOUDIA Amel

KHATIRI Nasreddine

Devant le Jury composé de :

Mr.	Président
Mr.	Examineur
Mr.	Examineur
Mr.N.BOUMECHRA	Encadreur

Résumé :

Dans ce projet, l'influence de la direction du séisme sur la réponse sismique dans les bâtiments sera examinée. Deux bâtiments (R+4), un d'une forme régulière rectangulaire et l'autre en forme (L), sont investis pour l'analyse d'incidence critique. Les deux bâtiments ont les mêmes nombres d'étage et la même accélération de spectre de réponse calculée à l'aide de suivant le règlement RPA99 suivant des directions avec un angle variant de 0 à 90° avec un pas de 10° par rapport à l'axe horizontal principal des x. L'analyse modale spectrale des deux bâtiments est faite à l'aide du logiciel SAP2000. Il est observé dans cette étude que le comportement de la structure examinée varie en fonction de l'angle d'incidence du séisme appliquée. Les différents paramètres de réponse étudiés sont la réaction à la base de structures et son déplacement horizontal maximal, les sollicitations (effort axial, effort tranchant, moment fléchissant) et les contraintes normales au niveau des poteaux de RDC et de la terrasse les plus sollicités (poteau centrale, de rive et d'angle). Pour les éléments horizontales on va vérifier la poutre principale et la secondaire les plus déformables aux niveaux de RDC et de la terrasse. Les résultats démontrent que l'angle d'incidence de séisme appliqué a une influence non négligeable sur la réponse sismique.

Summary :

In this project, the influence of the earthquake direction on seismic response of RC buildings is examined. In this study, two (R+4) buildings, one regular rectangular and the second irregular (L shape), are investigated for the analysis of the critical seismic incidence angle. Both the buildings have the same number of stories to get a better comparative study. The two buildings are subjected to ground acceleration in accordance with the RPA99 code according to ten seismic direction angles between 0° to 90°. The acceleration response spectra have been carried out for the above said building using SAP2000 software. It is observed from the study that the structural compound varies as the function of incidence angle of the seismic force. The structural response parameters studied are the seismic basis reaction of the structure, its maximum horizontal displacements, the axial forces, bending moments, shear forces, the maximum normal stresses in the columns and the bending moments and shear forces in the beams. The results show that the seismic direction angles considerably influence the response of our RC structures.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة حول تأثير اتجاه القوى الزلزالية على التجاوب الزلزالي في البنايات التي تتكون من طابق فأكثر. تمت دراسة تغيير مجال انتشار الزاوية على بنايتين الأولى ذات شكل منتظم أما الثانية فهي من الشكل (L) تتكونان من طابق ارضي + اربع طوابق. البنايتان تتكونان من نفس العدد من الطوابق و تخضعان لنفس السرعة الزلزالية في 10 اتجاهات مجال تغييرها من 0 الى 90 درجة بخطوة مقدرة ب 10 درجات. الطريقة المطبقة في التحليل هي بمساعدة البرنامج (SAP2000). لوحظ من خلال الدراسة ان الزلزال المطبق على البنايتين يتغير بدلالة مجال الزاوية الموجهة. من بين مؤشرات التجاوب المدروسة لدينا: القوة الاعظمية في القاعدة و انسحابها، القوة النازمة ، عزم القوة ، الاجهاد في الاعمدة. اظهرت النتيجة ان زاوية التسجيل الزلزالي المطبق على البنايات له تأثير معتبر على تجاوبها.

DEDICACES

Je dédie ce projet à toute personne qui m'a aidé et m'a encouragé de près où de loin pour achever mes études.

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Mes très chers parents en guise de reconnaissance et respect pour les efforts qu'ils ont consenti pour mon éducation et ma formation.
- ✓ A ma famille
- ✓ A les petits enfants de ma famille « Aymen et Readh »
- ✓ A tout mes ami(e)s.
- ✓ A tout mes ami(e)s de master 2 (Promotion 2015-2016)
- ✓ A ceux qui m'aiment

NASR-EDDINE

Dédicace

À mon pays, L'Algérie

Que ce projet contribue à son développement durable tout en

Respectant l'Homme et la nature.

À

Mon Père

Ma Mère

Mon Frère et Mes Sœurs

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nos remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et tout l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

On tient à remercier vivement Mr Boumechra Nadir pour leurs encadrements, leurs conseils, leurs patiences, leurs gentillesse, leurs disponibilités et leurs aides précieuses.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation MASTER en Génie Civil.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

1.1. Problématique	1
1.2. Méthodologie	1
1.3. Organisation du mémoire	1

Chapitre 1 .REVUE DE LITTERATURE – EFFET DE LA DIRECTION HORIZONTALE DUSEISME SUR UN BATIMENT

1.1 Introduction.....	2
1.2 L'effet de l'angle d'incidence sismique sur les performances sismique de bâtiment	2

Chapitre 2. PRESENTATION ET CARACTERISTIQUE DES STRUCTURES

2.1 Introduction.....	8
2.2 Présentation des structures.....	8
2.3 Implantation.....	8
2.4 Description de l'ouvrage	9
2.5 Matériaux.....	10
2.5.1 Béton	10
a. Résistance caractéristique à la compression	10
b. Résistance caractéristique à la traction	10
c. Module de déformation longitudinale	10
2.5.2 Aciers	10
2.6 Dimensionnement de la structure.....	11
2.6.1 Planchers.....	11
2.6.2 Poutres.....	11
a. Poutres principales.....	11
b. Poutres secondaires.....	11
2.6.3 Poteaux.....	11
2.7 Charges appliquées.....	12
2.7.1 Charges gravitaires.....	12
2.7.2 Surcharges sismiques.....	12
2.7.3 Action sismique.....	12
2.7.4 Spectre de réponse.....	15
2.7.5 Le sol et ses caractéristiques.....	16

Chapitre 3. ANALYSE DE L'EFFET DE LA DIRECTION DE LA FORCE SISMIQUE

3.1 Introduction	17
2.2 Analyse modale.....	17
2.2.1 Définition	17
3.2.2 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP2000.....	18
3.2.2 Combinaison de la charge sismique.....	18
3.3 Bâtiment rectangulaire.....	19
3.3.1 Réaction sismique à la base	20
3.3.2 Déplacement horizontal.....	20
3.3.3 Sollicitations dans les poteaux.....	21
a. Poteau d'angle	22
a.1 Poteau d'angle de RDC.....	22
a.1 Poteau d'angle de Terrasse.....	23
b. Poteau de rive.....	24
b.1 Poteau de rive RDC.....	24
b.2 Poteau de rive Terrasse.....	25
c. Poteau central.....	26
c.1 Poteau central RDC.....	26
c.2 Poteau central Terrasse	27
3.3.4 Sollicitation dans les poutres.....	28
a. Les poutres principales.....	29
a.1 La poutre principale RDC.....	29
a.2 La poutre principale Terrasse.....	29
b. La poutre secondaire.....	30
b.1 La poutre secondaire RDC.....	30
b.2 La poutre secondaire Terrasse.....	30
3.4 Bâtiment en L.....	31
3.4.1 Réaction sismique à la base.....	31
3.4.2 Déplacement horizontal.....	32
3.4.3 Sollicitation dans les poteaux.....	32
a. Poteau d'angle	33
a.1 Poteau d'angle de RDC	33

a.2 Poteau d'angle de 3 ^{eme} niveau	34
b. Poteau de rive.....	35
b.1Poteau de rive RDC	35
b.2Poteau de rive 3 ^{eme} niveau	36
c. Poteau central.....	37
c.1 Poteau central RDC.....	37
c.2 Poteau central RDC3 ^{eme} niveau	38
3.3.5 Sollicitation dans les poutres	39
a. Les poutres principales.....	40
a.1 La poutre principale RDC	40
a.2 La poutre principale 3 ^{eme} niveau	40
b. Les poutres secondaires.....	41
b.1 La poutre secondaire RDC.....	41
b.1 La poutre secondaire 3 ^{eme} niveau	41
3.4 Synthèse des résultats.....	42
3.4.1 Bloc rectangulaire.....	43
3.4.2Bloc en L	45
3.5Conclusion.....	46
CONCLUSION GENERAL	47

LISTE DES NOTATIONS

f_{cj} : La résistance caractéristique à la compression du béton

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

E_{ij} : Module de déformation longitudinale

h : La hauteur du poutre

b : La largeur du poutre

G : Charges permanentes

Q : Charges

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment

A : Coefficient d'accélération de la zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.

T : Valeur du période

R : Coefficient de comportement de la structure

Q : Facteur de qualité

P_q : La pénalité à retenir

M : Moment fléchissant

N : Effort normale

V : Effort tranchant

Q_{adm} : La contrainte admissible

LIST DES TABLEAUX

CHABITRE 1 : REVUE DE LITTERATURE – EFFET DE LA DIRECTION HORIZONTALE DUSEISME SUR UN BATIMENT

Tableau 1.1 : Différence méthodes de calcul des réponses maximales5

CHABITER 2 : PRESENTATION ET CARACTERISTIQUE DES STRUCTURES

Tableau 2.2 : Valeur de la $\sum Pq$ bloc en L.....14

Tableau 2.3 : Valeur de la $\sum Pq$ bloc rectangulaire15

CHAPITRE 3 : ANALYSE DE L’EFFET DE LA DIRECTION DE LA FORCE SISMIQUE

Tableau 3.1 Récapitulation des sollicitations bloc rectangulaire43

Tableau 3.2 Récapitulation des sollicitations bloc en L45

LIST DES FIGURES

CHABITRE 1 : REVUE DE LITTERATURE – EFFET DE LA DIRECTION HORIZONTALE DUSEISME SUR UN BATIMENT

Figure 1.1	Variation de la force axiale maximale en fonction d'angle d'incidence.....	3
Figure 1.2	Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence.....	3
Figure 1.3	Variation de l'effort tranchant maximal en fonction d'angle d'incidence.....	4
Figure 1.4	L'effet de l'orientation d'angle sismique de la force normal sur le modèle SSSB.....	4
Figure 1.5	L'effet de l'orientation d'angle sismique de moment sur le modèle SSSB.....	5
Figure 1.6	La configuration structural des structures 1, 2,6 et 8 de gauche à droit.....	6
Figure1.7	La variation de l'effet de la direction en fonction des angles.....	6
Figure 1.8	La variation de 3 combinaison de MDIR en fonction des angles.....	7

CHABITER 2 : PRESENTATION ET CARACTERISTIQUE DES STRUCTURES

Figure 2.1	Implantation à Tlemcen.....	8
Figure 2.2	Vue en plan du bâtiment rectangulaire.....	9
Figure 2.3	Vue en plan du bâtiment en L.....	9
Figure 2.4	Dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres.....	11
Figure 2.5	Spectre de calcul.....	15

CHAPITRE 3 : ANALYSE DE L'EFFET DE LA DIRECTION DE LA FORCE SISMIQUE

Figure 3.1	Bâtiment rectangulaire.....	17
Figure 3.2	Bâtiment en L.....	17
Figure 3.3	Combinaison de l'action sismique.....	19
Figure 3.4	Modèle sap2000.....	19
Figure 3.5	Réaction à la base sismique suivant la direction du séisme.....	20
Figure 3.6	Déplacement horizontale de la terrasse suivant la direction du séisme.....	20
Figure 3.7	Positions des poteaux du RDC et terrasse.....	21
Figure 3.8	Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle RDC.....	22
Figure 3.9	Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle terrasse.....	23
Figure 3.10	Sollicitation et contrainte dans le poteau de rive.....	24
Figure 3.11	Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive terrasse.....	25
Figure 3.12	Sollicitations et contrainte dans le poteau central RDC.....	26
Figure 3.13	Sollicitation et contrainte dans le poteau central Terrasse.....	27

Figure 3.14 Positions des poutres analyse du RDC et terrasse.....	28
Figure 3.15 sollicitations dans la poutre principale RDC.....	29
Figure 3.16 Sollicitations dans la poutre principale terrasse.....	29
Figure 3.17 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC.....	30
Figure 3.18 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC.....	30
Figure 3.19 Model sap2000 du bâtiment angulaire.....	31
Figure 3.20 Réaction sismique à la base.....	31
Figure 3.21 Déplacement horizontal de la terrasse suivant la direction du séisme.....	32
Figure 3.22 Positions des poteaux RDC et terrasse.....	33
Figure 3.23 Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle RDC.....	33
Figure 3.24 Sollicitation et contrainte dans le poteau d'angle terrasse.....	34
Figure 3.25 Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive RDC.....	35
Figure 3.26 Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive terrasse.....	36
Figure 3.27 Sollicitations et contrainte dans le poteau central RDC.....	37
Figure 3.28 Sollicitations et contrainte dans le poteau central terrasse.....	38
Figure 3.29 position des poutres analyse du RDC et de la terrasse.....	39
Figure 3.30 Sollicitations dans la poutre principale RDC.....	40
Figure 3.31 Sollicitations dans la poutre principale Terrasse.....	40
Figure 3.32 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC.....	41
Figure 3.33 Sollicitations dans la poutre secondaire Terrasse.....	41

INTRODUCTION GENERALE

1.2. Problématique :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils constituent une activité géologique naturelle, ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ils touchent tous les pays du méditerranée, notamment l'Algérie.

Dans la plupart des régions sismiques, l'adoption de techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre, vise l'augmentation de la résistance des structures. Mais la question qui se pose est comment peut-on et par quel moyen renforcer la structure sous variation de la direction du séisme, et quelle est la direction la plus rentable, coté résistance, économique et bien sûr architectural.

Notre travail consiste à l'étude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement des structures.

1.2. Méthodologie :

Notre projet consiste à étudier deux bâtiments R+4 (bloc rectangulaire et le deuxième en L) en béton armé. Et faire varier la direction du séisme de 0° à 90° partir de l'axe (x) avec un pas de 10° .

A cet effet on a désigné quelque élément sur deux niveaux RDC et le dernier étage pour les suivre en fonction des différentes sollicitations, réaction à la base et déplacement maximale en tête des structures telle que :

Poteau central, rive et angulaire

Poutre principale et chaînage

Et en dernier lieu, on termine notre travail par une interprétation et une comparaison des résultats obtenus.

1.3. Organisation du mémoire :

Le travail a été structuré comme suit :

- **Chapitre I** revue de littérature – effet de la direction horizontale du séisme sur un bâtiment qui contient un résumé de différents articles qui ont analysé ce problème dans les différents pays.
- **Chapitre II** une présentation de l'ouvrage ainsi que les matériaux et leurs caractéristiques à utiliser.
- **Chapitre III** l'analyse de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et la dimension de la structure, cette direction qui varie entre 0° à 90° et suivre quelque élément porteurs en deux niveaux et présenter les résultats sous forme numérique et graphique et termine avec une analyse et interprétation du résultat.

REVUE DE LITTERATURE –

EFFET DE LA DIRECTION HORIZONTALE DUSEISME SUR UN BATIMENT

1.1 Introduction

Lors de la conception de la structure d'un bâtiment, l'action sismique est considérée en général suivant les plans ou les axes principaux de la structure. Les axes principaux de la structure dépendent de sa rigidité par rapport à l'axe principal vertical donc par rapport aux dispositions des portiques et des voiles dans la structure.

Théoriquement, l'effet global du séisme peut être défini par une combinaison quadratique entre les effets principaux R_x et R_y par $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$ ou en combinaison de Newmark $R = \pm R_x \pm 0,4.R_y$.

Pratiquement, le règlement algérien RPA99 préconise de tenir compte des effets du séisme dans une direction R_x ou R_y en majorant cet effet de +20% pour le dimensionnement des poteaux. Le RPA 99 définit les directions principales comme suit : « *Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.* ».

Le code européen, Eurocode 8, prend en compte les deux directions simultanément suivant la combinaison suivante : $R = R_x + 0,3.R_y$ / $R = 0,3.R_x + R_y$. Plusieurs règlements parasismiques de par le monde préconisent cette dernière combinaison tel que les codes américains, chiliens, ... même le règlement algérien RPOA spécifiques aux ouvrages d'art.

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'effet de la direction horizontale du séisme sur un bâtiment. La question s'est toujours posée par rapport aux directions les plus défavorables du séisme qui entraînent les réponses ou les sollicitations maximales nécessaires pour un dimensionnement conséquent. On présente dans ce qui suit certains de ces travaux.

1.2 Effet de l'angle d'incidence sismique sur les performances sismique de bâtiment :

Sri Kanya et Al développent une analyse linéaire (the linear time history analysis LHHA) de trois bâtiments (R+5) l'un de forme régulière et les deux autres de forme irrégulière (plusieurs forme, H forme) (Sri Kanya et Al, 2015). Ils ont la même surface en plan fait par le logiciel ETabs. Les données du séisme appliqué est de grande accélération (séisme de Northridge) et l'angle d'excitation varie de 0° à 180° avec un pas de 15° . Le résultat de l'analyse est présenté dans les courbes suivantes :

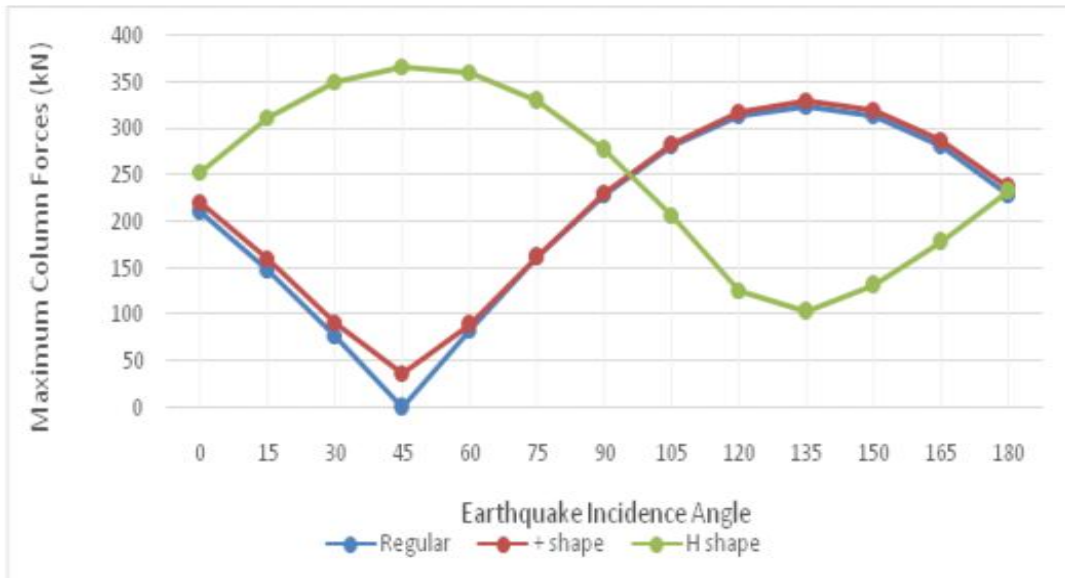


Figure 1.1 Variation de la force axiale maximale en fonction d'angle d'incidence

Il est à remarquer que les sollicitations présentent des résultats différents en ce qui concerne la variation d'angle d'incidence. La force axiale maximale en bâtiment régulier et le bâtiment de plusieurs formes est à l'angle 135°, qui est supérieure à l'angle 0° de 54% et 50% séparément, par contre elle est à 45° pour le bâtiment en forme H.

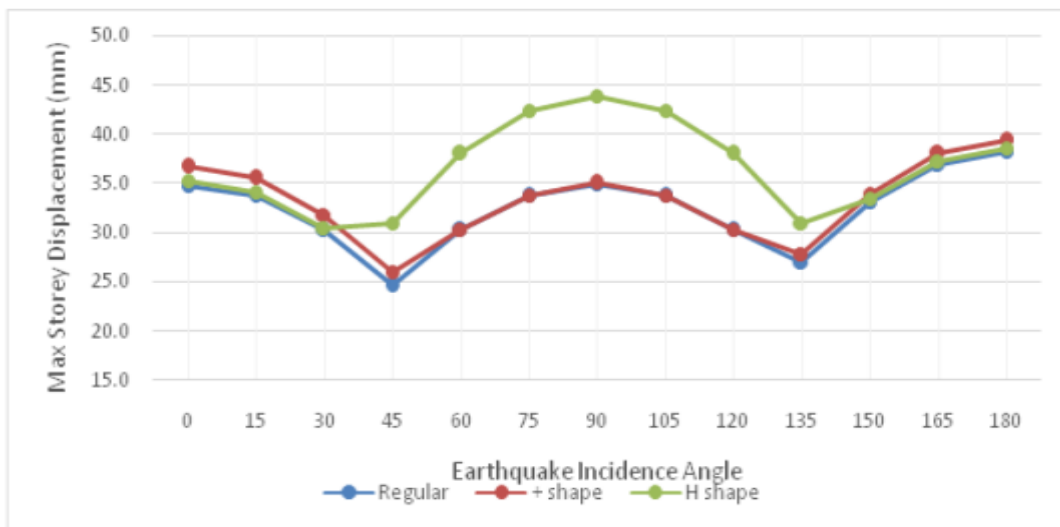


Figure 1.2 Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence

Le déplacement maximal au niveau des étages en bâtiment régulier est à l'angle 165°, qui est supérieure à l'angle 0° de 6% ,et il est à l'angle 180°, qui est supérieure à l'angle 0° de 7% dans le bâtiment en + forme. Pour le bâtiment en forme H il est à l'angle 90°, qui est supérieure à l'angle 0° de 24%.

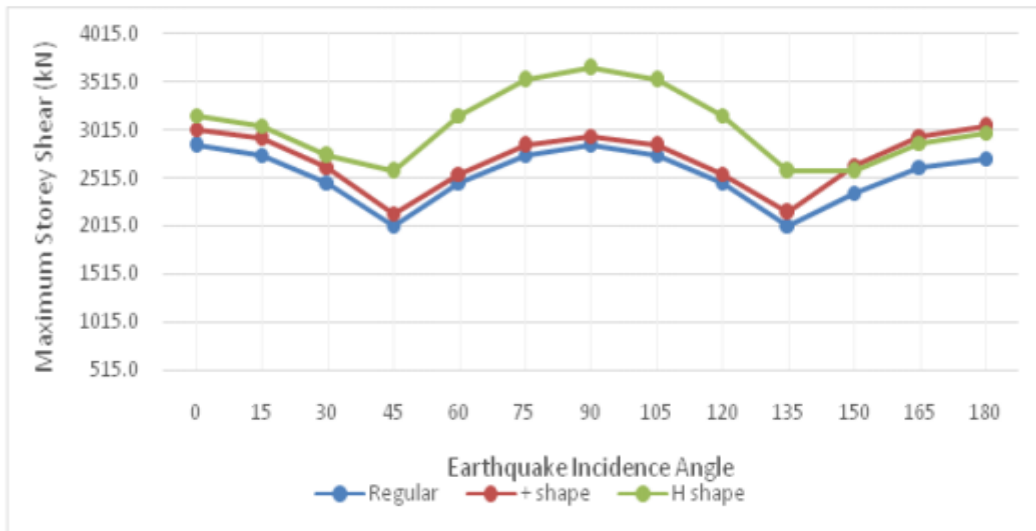


Figure 1.3 Variation de l'effort tranchant maximal en fonction d'angle d'incidence

L'effort tranchant maximal en bâtiment régulier est à l'angle 90°, qui est supérieure à l'angle 0° de 6% ,et il est à l'angle 180°, qui est supérieure à l'angle 0° de 1% dans le bâtiment en + forme. Pour le bâtiment en forme H il est à l'angle 90°, qui est supérieure à l'angle 0° de 15%.

Il a été conclu que les bâtiments régulier et irrégulier présentent une valeur maximale de la force axiale pour un angle de direction du séisme de 135°. Le bâtiment en forme H, est plus vulnérable au séisme que le bâtiment régulier.

Athanatopoulou et Al étudient l'influence de l'angle d'excitation sur la force axiale et les moments fléchissant (M_x , M_y) par une analyse linéaire (the linear time history analysis LHTA) (Athanatopoulou et Al, 2005). Dix bâtiments de caractéristiques dynamiques différents (nombre d'étages, symétrie et dissymétrie du bâtiment, régularité et irrégularité du bâtiment, régularité et irrégularité en élévation) sont analysés avec un angle qui varie de 0° à 180° selon huit signaux sismiques.

Le résultat de l'analyse est présenté dans les courbes suivantes :

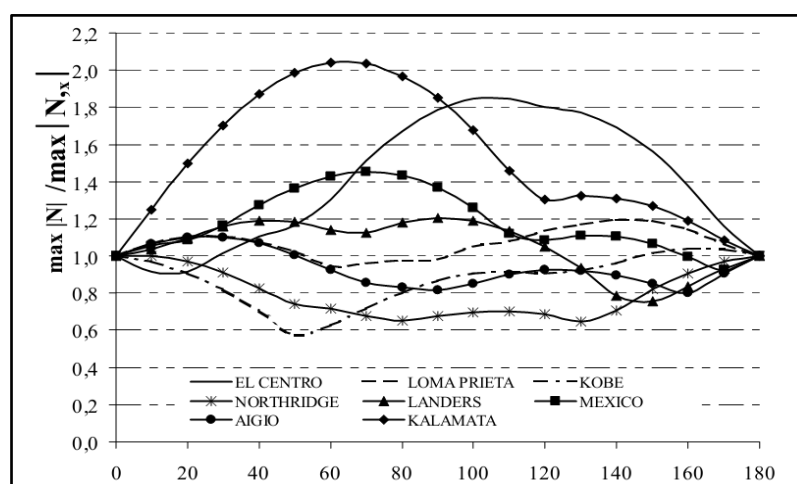


Figure 1.4 L'effet de l'orientation d'angle sismique de la force normal sur le bâtiment symétrique à 1 étage.

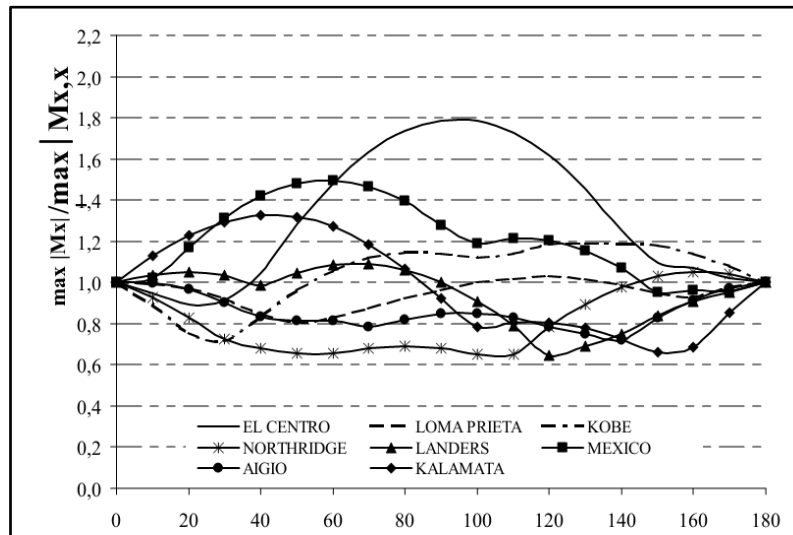


Figure 1.5 L'effet de l'orientation d'angle sismique de moment sur le bâtiment symétrique à 1 étage.

Il est observé que les composantes sismiques qui donnent la réponse maximale ne sont pas coïncidées aux axes principaux.

Il est conclu que la valeur maximale de la réponse sismique ne correspond pas toujours aux axes principaux. Le séisme avait différents angles critiques pour des réponses différentes dans le même bâtiment. Des séismes différents avaient différents angles critiques pour la même réponse dans le même bâtiment. La valeur maximale de la réponse est de 176% supérieure à celle ou l'accélération appliquée selon les axes principaux.

Gonzalez P. a présenté une méthode qui prend en considération la direction d'incidence de l'accélération sismique sur une structure déjà conçue pour résister à un séisme majeur (Gonzalez P., 1992). La méthode consiste à déterminer la réponse maximale de chaque mode de vibration en utilisant comme un paramètre la direction de l'incidence sismique. Les méthodes utilisées sont la racine carrée de la somme des carrés (SRSS), la somme double complète (DSC), la combinaison quadratique complète (CQC) et le critère du code chilien (NCh).

Une analyse comparative donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

	SRSS	DSC	CQC	NCH
Déplacement	9.7	8.9	8.8	44.2
Rotation	9.8	2.9	3.1	36.7
Torsion	14.0	10.5	10.5	48.6
Effort tranchant à la base	3.4	2.1	2.1	42.5
Torsion à la base	3.8	-3.0	-2.8	40.4

Tableau 1 : Différentes méthodes de calcul des réponses maximales.

Il a observé que la différence avec le NCh des valeurs moyennes est inférieure de 14 % quand on utilise les modèles (SRSS, DSC et CQC).

Il a observé aussi que la méthode SRSS donne la valeur minimale de la dispersion entre les différents résultats des différents accélérogrammes. Les valeurs des réponses sont toujours positives lorsqu'on a utilisé la méthode SRSS.

Il a proposé une méthode qui peut éviter l'utilisation arbitraire des deux directions orthogonales dans l'analyse sismique pour obtenir la force maximale à la base.

Cantagallo et Al ont mené une étude qui évalue l'effet de direction de l'incidence du séisme en utilisant une analyse non linéaire (Cantagallo et Al, 2012). On a quatre structures en béton armé qui subissent une grand accélération sismique selon neuf angles d'incidence varie de 0 à 180°.



Figure 1.6 La configuration structural des structures 1, 2,6 et 8 de gauche à droite.

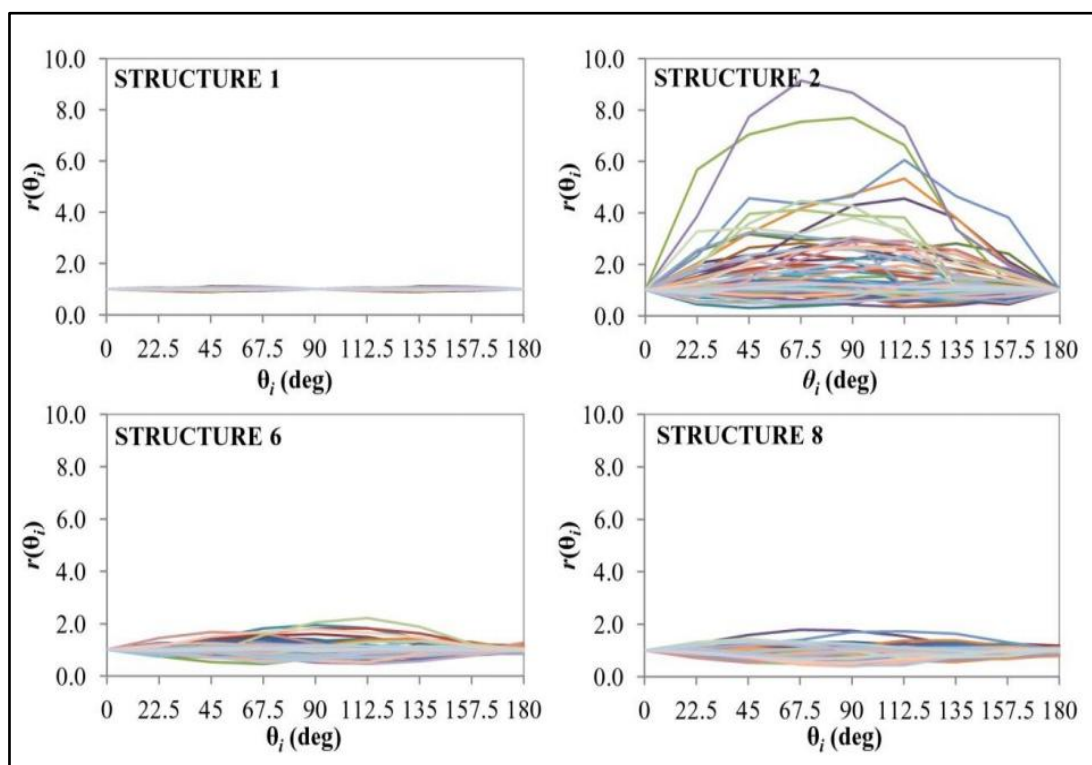


Figure1.7 La variation de l'effet de la direction en fonction des angles.

Il est observé que l'effet de la direction obtenue par la deuxième structure est plus large que l'effet obtenu par les autres structures. Sa valeur maximale est de 9.14% à un angle de 67.5°.

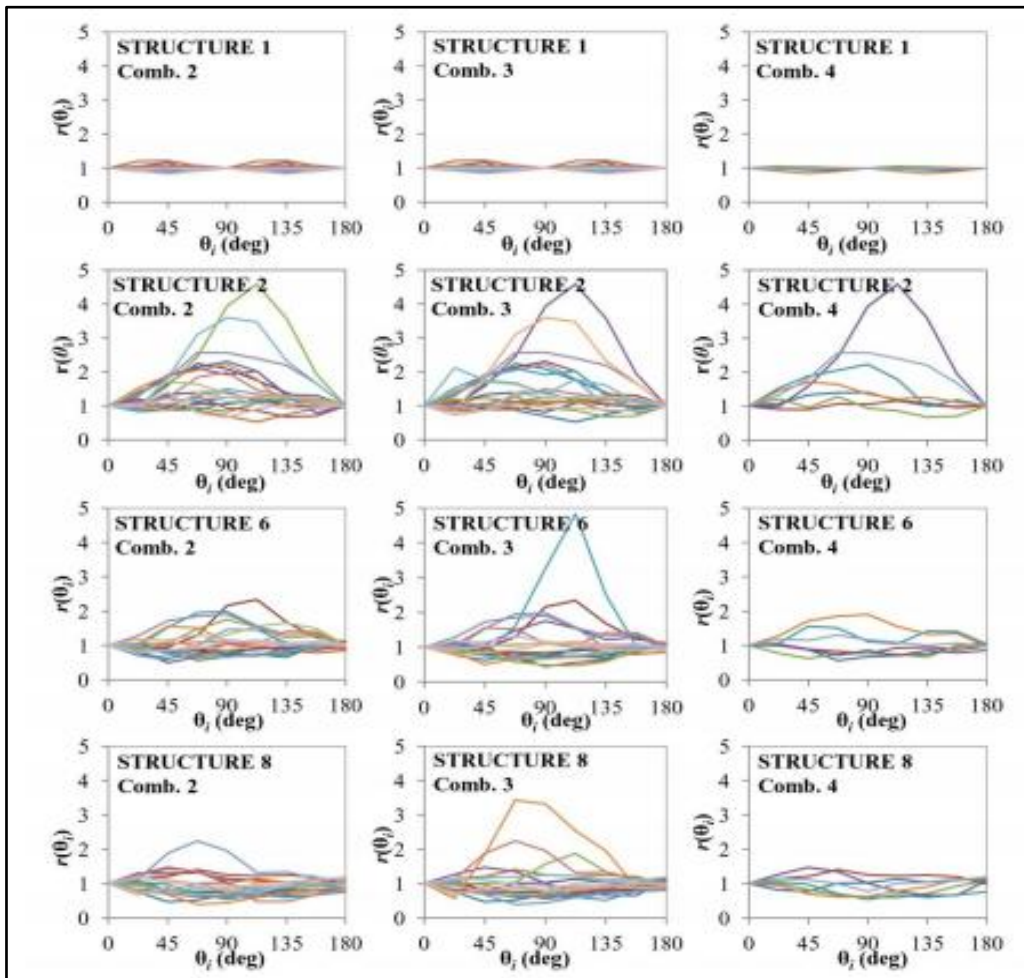


Figure 1.8 La variation de 3 combinaison de MIDR (rapport maximal de déplacement inter-étages) en fonction des angles.

Il est observé que l'effet de la direction et large pour les structures irréguliers et spécialement quand elles ont subi des accélérations du séisme majeur.

Les résultats de cette étude sont plus appliqués sur les structures qui présentent des plans irréguliers. Dans ces cas, la méthode non linéaire appliquée sur les axes principaux peut sous-estimer la prédiction de la déformation structurale parce qu'il est impossible de savoir exactement la direction de l'incidence sismique.

PRESENTATION ET CARACTERISTIQUE DES STRUCTURES

2.1 Introduction

Pour donner une vision sur les deux blocs analysés dans notre travail qui consiste une présentation des différentes caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction avec la descente des charges et le dimensionnement des éléments porteurs tels que poteau, poutre et les différents paramètres utilisés dans l'étude dynamique d'après le règlement parasismique algérien.

2.2 Présentation des structures

Les structures considérées pour l'étude sont des structures en (R + 4), une d'une forme rectangulaire et l'autre en L. Elles sont considérées implantées sur un site meuble (S3), dans la wilaya de Tlemcen qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) comme une zone à faible sismicité ZONE « I ».

2.3 Implantation

L'ouvrage à étudier est un projet de 136 Logements A.A.D.L. Il est implanté dans le site de Kebassa, dans le nord de la ville de Tlemcen.

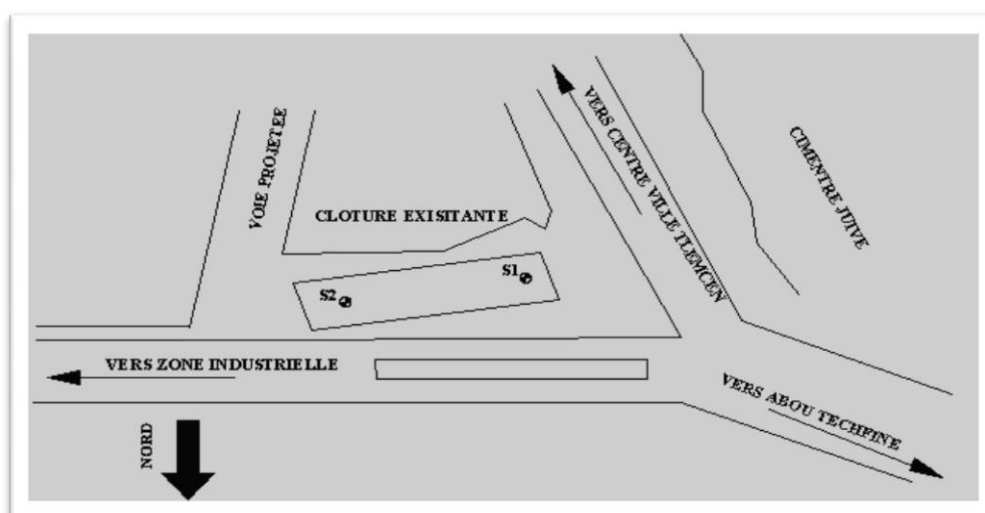


Figure 2.1 Implantation à Tlemcen

2.4 Description de l'ouvrage

Le projet est composé de deux type de bâtiments en béton armé l'un d'une forme rectangulaire et l'autre en L. Ils sont séparés par un joint de dilatation de 4 cm. La fonction principale des deux bâtiments est d'accueillir des appartements.

Les dimensions en plan de chaque bâtiment sont présentées dans les figures 2.2 et 2.3. Les étages courants ont des dalles en cours Crous de 16+5 cm qui sont suffisantes structurellement. La hauteur du bâtiment 15,3 m. Il est composé de RDC+ 4 étages de 3,06 m de hauteur pour chaque niveau. Les fondations prévues un radier général. Le bâtiment est symétrique par rapport à l'axe principal

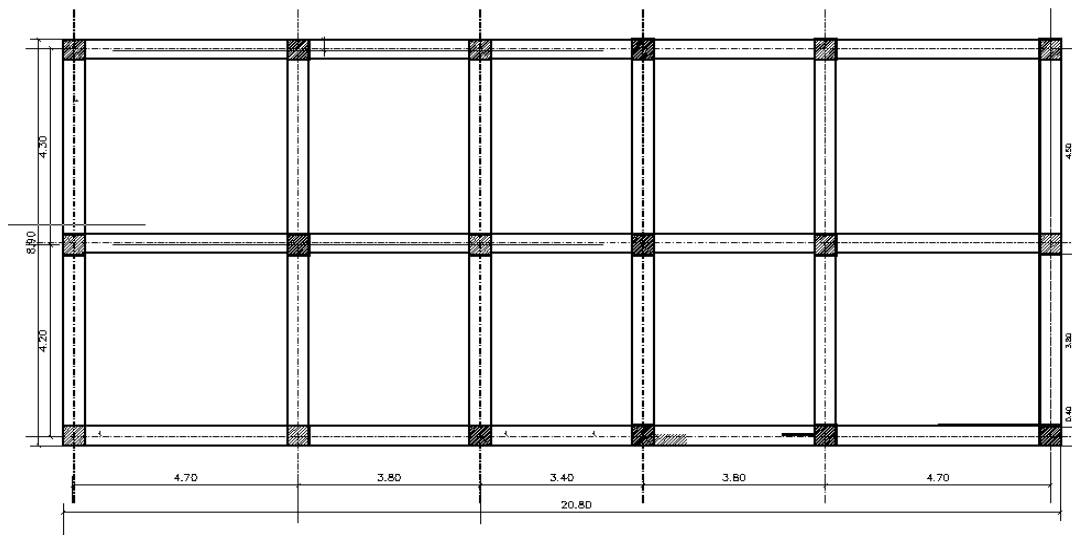


Figure 2.2 Vue en plan du bâtiment rectangulaire

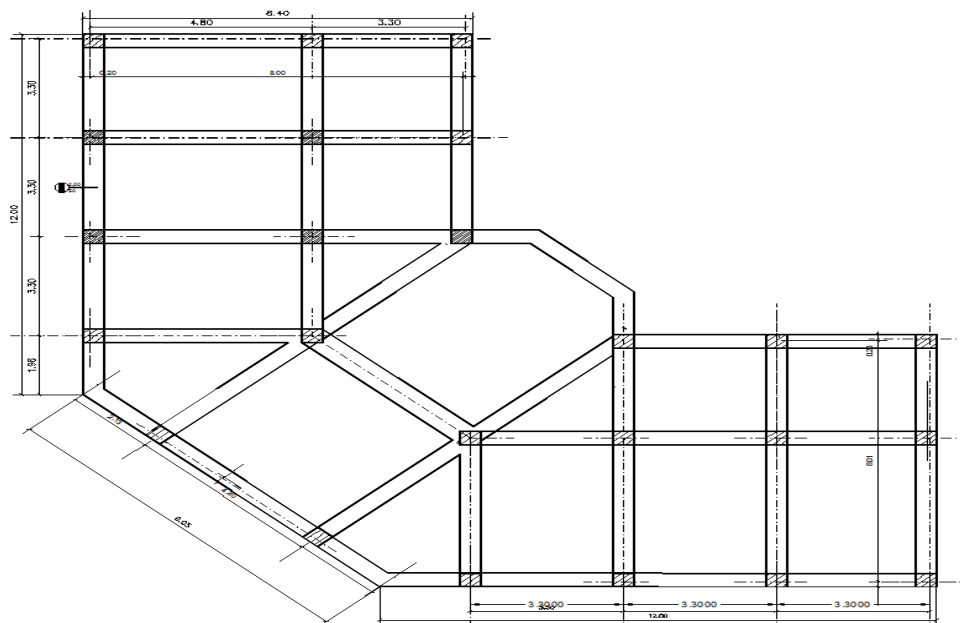


Figure 2.3 Vue en plan du bâtiment en L

2.5 Matériaux

Le matériau pris en compte pour la structure est le béton armé et dont les caractéristiques sont :

2.5.1 Béton

a. Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour notre cas on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$

b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{donc : } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{ij}[\text{ref}]$ est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} \quad E_{vj} = 10721.399 \text{ MPa}$$

2.5.2 Aciers

On prévoit pour les pièces en béton armé les aciers suivants :

- Pour les armatures longitudinales, on prévoit des barres à haute adhérence FeE400.
- Pour les armatures transversales, on prévoit des aciers lisses de nuances FeE235.
- Les treillis soudés pour les dalles de compression de nuances FeE500.

2.6 Dimensionnement de la structure

2.6.1 Planchers

Les planchers sont à corps creux de 16 cm de hauteur avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur. Les poutrelles sont coulées sur place.

2.6.2 Poutres

a. Poutres principales

Les poutres principales de la structure sont celles porteuses. Elles sont pré dimensionnées selon les formules suivant :

La hauteur h est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$.

La largeur b de la poutre est donnée comme suit : $0.4 h \leq b \leq 0.7h$

b. Poutres secondaires

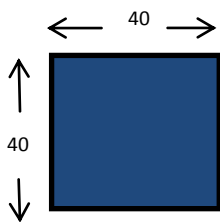
Les poutres secondaires sont aussi pré dimensionnées par les relations précédentes

2.6.3 Poteaux

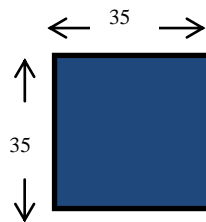
Le pré dimensionnement des poteaux est fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$B \geq N / \sigma_{bc}$$

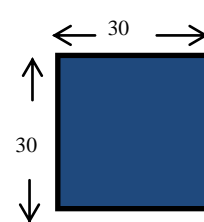
Poteau RDC et 1^{ère} étage



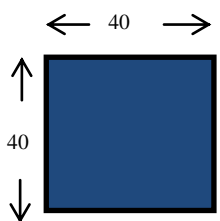
Poteau 2,3 et 4^{ème} étages



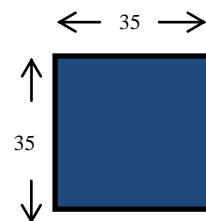
Poteau d'escalier



Poutre principale



Poutre secondaire



Poutre palière

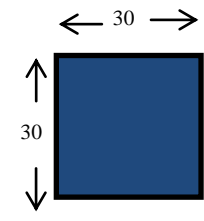


Figure 2.4 Dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres

2.7 Charges appliquées

2.7.1 Charges gravitaires

On rappelle que les structures considérées sont à usage d'habitation à planchers à corps creux de type (16+4). Les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à 5.11 KN/m^2 pour le bâtiment rectangulaire et 5 KN/m^2 pour le bâtiment en L, et celles du plancher courant à 5.34 KN/m^2 pour les deux bâtiments.
- Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de 1 KN/m^2 et celles du plancher courant à 1.5 KN/m^2 pour les deux bâtiments.
- Les charges permanentes (G) d'escalier sont évaluées à 4.99 KN/m^2 ; et celles du dalles pleines à 5.99 KN/m^2 . Pour les murs double parois : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$.
- Les charges d'exploitation (Q) des escaliers sont évaluées à 2.5 KN/m^2 ; et celles du dalles pleines des balcons et loggias à 3.5 KN/m^2 .

2.7.2 Surcharges sismiques

Les charges sismiques agissant sur les structures étudiées sont les forces latérales appliquées aux différents niveaux des structures.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble de chaque bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide de logiciel SAP2000 et on utilise spectre de réponse de calcul celui définit dans le règlement RPA99/version 2003.

2.7.3 Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donnée par le règlement RPA99/version 2003 qui est un spectre de réponse en accélération :

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

Ou :

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période **T** du bâtiment

A : coefficient d'accélération de la zone

Dans notre cas la structure est supposée être localisée en zone sismique **I** et de groupe d'usage **1B** : **A** = 0.1 tableau (4.1) du RPA99

η : Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule :

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

Avec ξ : est le pourcentage d'amortissement critique.

On a : Portiques en béton armé avec un remplissage léger :

$$\xi = 6 \% \quad \text{d'où : } \eta = 0,93.$$

Valeur du période T1, T2 :

Sol très meuble (site : S4).

$$\text{On a : } T1 = 0,15 \text{ sec.}$$

$$T2 = 0,70 \text{ sec.}$$

R : coefficient de comportement de la structure

Pour des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide, R=3.5

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq.$$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au (RPA ; tableau 4.4.)

Les résultats sont résumés dans les tableaux 2.1 et 2.2.

➤ **BLOC EN L**

Critère q	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les fils de contreventement	Non observé	Non observé
	0,05	0,05
Redondance en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en plan	Non observé	Non observé
	0,05	0,05
Régularité en élévation	Observé	Observé
	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	Observé	
	0	
Contrôle de qualité de l'exécution	Non observé	
	0,1	
$\sum Pq$	0,2	0,2

Tableau 2.1 : Valeur de la $\sum Pq$ bloc en L.

Donc $Q = Q_x = Q_y = 1,2$

➤ **BLOC LINEAIRE**

Critère q	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les fils de contreventement	Observé	Observé
	0	0
Redondance en plan	Non observé	Non observé
	0,05	0,05
Régularité en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en élévation	Non observé	Non observé
	0,05	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	Observé	
	0	
Contrôle de qualité de l'exécution	Non observé	
	0,1	
$\sum Pq$	0,2	0,2

Tableau 2.2 : Valeur de la $\sum Pq$ bloc rectangulaire.

Donc $Q = Q_x = Q_y = 1.20$

2.7.4 Spectre de réponse

Le spectre de réponse utilisé pour l'analyse est obtenu à l'aide du programme (RPA99_NEW1).

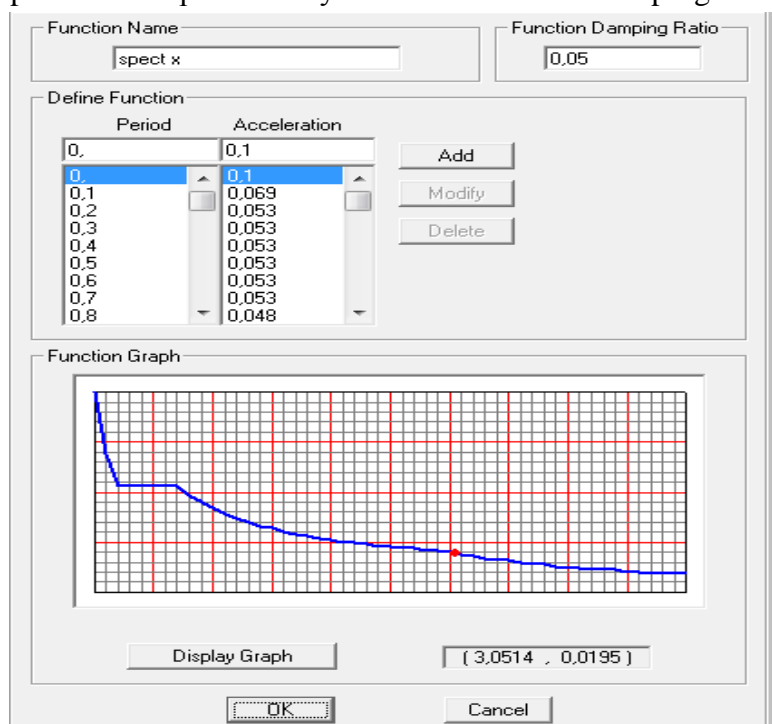


Figure 2.5 Spectre de calcul

2.7.5 Le sol et ses caractéristiques

D'après le rapport géotechnique du «L.T.P.O », établi le 25 Mai 2005

L'analyse a recommandé que le sol est constitué d'un sable fin peu consolidé jaunâtre, carbonaté avec des fines passées de grés enter 5.30-5.40m, 8.40-8.50m, 9.00-9.10m, dans la partie Ouest tandis que dans la partie Est une marne jaunâtre pâteuse, légèrement sableuse à sableuse, avec une passées d'une argile grisâtre à noirâtre, sableuse à légèrement sableuse, tendre à pâteuse entre 6.00 à 7.90m et l'apparition de sable jaunâtre en profondeur. L'ensemble de ces formations géologiques appartient à la période géologique de Miocène.

Le tout est recouvert par un remblai d'une épaisseur allant de 0.80 à 2.00m.

La portance admissible du sol calculé par le LTPO : **Qadm= 1bars**

Le LTPO préconiser comme type de fondations : des semelles filantes entrecroisées.

ANALYSE DE L'EFFET DE LA DIRECTION DE LA FORCE SISMIQUE

3.1 Introduction

L'objectif de l'ingénieur des structures de nos jours est de construire des structures qui résistent aux charges permanentes et d'exploitation et aussi aux charges accidentelles telles que le séisme. On a étudié deux bâtiments : un d'une forme rectangulaire (figure 3.1) et l'autre en L (figure 3.2). Les deux bâtiments ont déjà été étudiés et réalisés en 2007. L'étude a été faite d'après le règlement parasismique algérien RPA 99 qui applique les forces sismiques E dans deux sens x ($\alpha=0^\circ$) et y ($\alpha=90^\circ$) avec une majoration de 20%.

Notre travail consiste de reprendre cette étude avec une variation de la direction du séisme de 0 et 90 degrés avec un pas de 10 degrés. On utilise le SAP2000 pour l'analyse modale spectrale.

La variation de la réponse a été étudiée avec les paramètres suivants : la réaction à la base des structures et son déplacement maximal, en suite les sollicitations (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) et les contraintes aux niveaux des poteaux de RDC et de la terrasse les plus sollicités (poteau central, de rive et d'angle). Pour les éléments horizontaux on va vérifier la poutre principale et la secondaire du RDC et de la terrasse. Et voir le cas le plus défavorable se trouve dans quelle direction et évalué la différence et démontré si la majoration donnée par RPA 99 est suffisante.

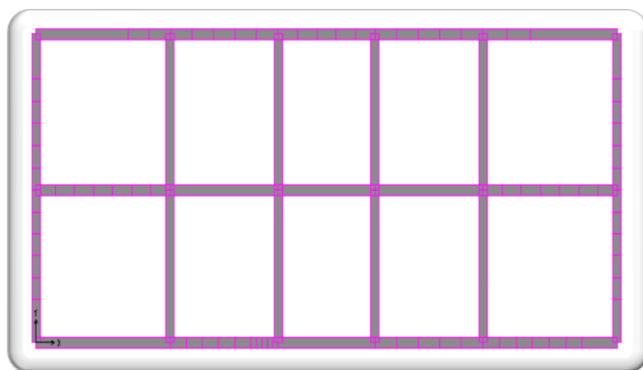


Figure 3.1 Bâtiment rectangulaire

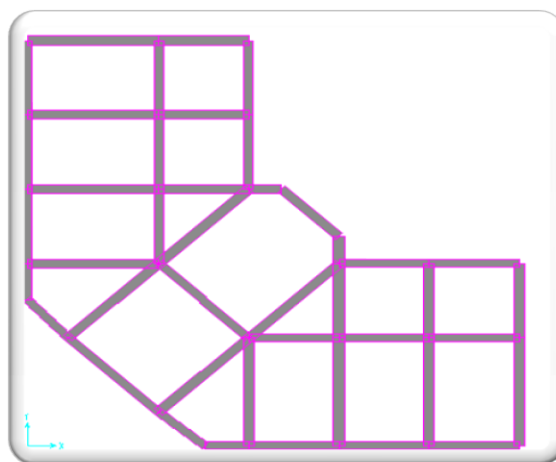


Figure 3.2 Bâtiment en L

2.2 Analyse modale

2.2.1 Définition

L'analyse modale est une méthode utilisée pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action sismique. Elle va permettre de déterminer le comportement d'un bâtiment sous une excitation de direction quelconque lorsque ce dernier va se trouver dans ses fréquences de résonances.

L'analyse modale est constituée des étapes suivantes :

- La recherche des modes propres de vibration de la structure.
- La sélection des modes utiles pour la suite de l'analyse.
- La combinaison des réponses modales.

3.2.2 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP2000

SAP2000 est un progiciel développé par l'éditeur « Computers and Structures, Inc. » pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers de structures.

La modélisation avec le logiciel SAP2000 permet de considérer que les éléments structuraux. Quant aux éléments non structuraux, ils sont modélisés soit par masse concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

La modélisation avec logiciel SAP2000 se réalise par les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie du modèle
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés ;
- Définition et affectation des sections au modèle ;
- Encastrement des fondations ;
- Définition des charges statiques ;
- Chargement de la structure ;
- Définition de la masse ;
- Affectation des diaphragmes ;
- Définition et chargement de spectre de réponses ;
- Définition des charges sismiques ;
- Définition des combinaisons ;
- Analyse de la structure.
- Exploitation des résultats (numérique et graphique)

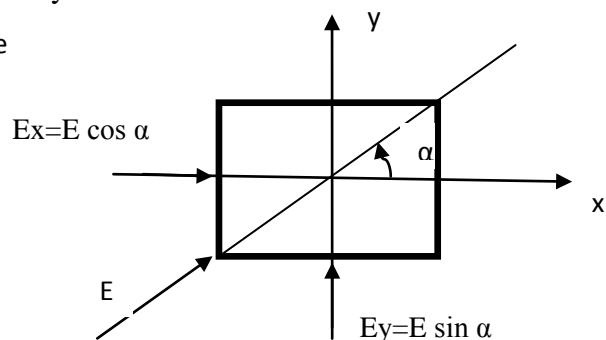
3.2.2 Combinaison de la charge sismique

Pour bien étudier l'effet de la direction du séisme sur notre action sismique dans notre analyse, est définie par deux composantes dans le sens x et y comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} E_x = E \cos (\alpha) \\ E_y = E \sin (\alpha) \end{array} \right\} \text{ Séisme}$$

Ou :

$$\alpha = 0^\circ \text{ a } 90^\circ$$



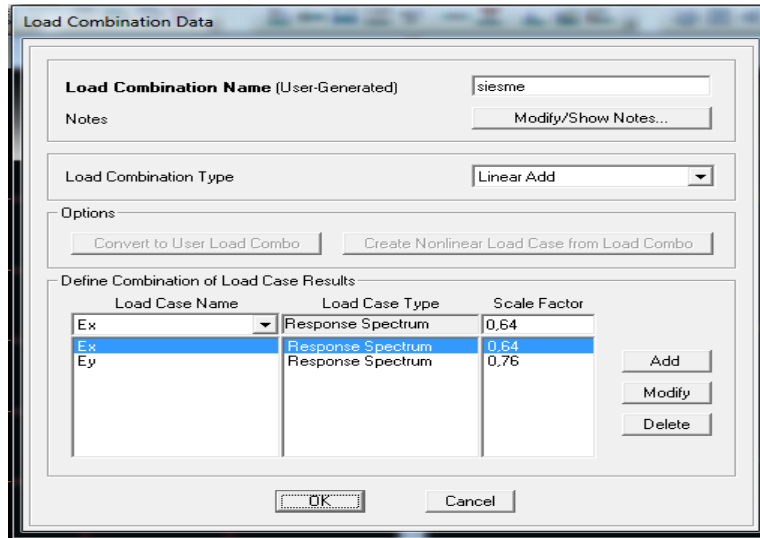


Figure 3.3 Combinaison de l'action sismique

3.3 Bâtiment rectangulaire

Le bâtiment est jugé régulier et symétrie. La modélisation faite sur un logiciel de calculs des éléments finis (SAP2000) a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique. Pour ce bâtiment, on étudier l'effet de la direction du séisme sur la réaction sismique a la base, le déplacement horizontal sur terrasse, les sollicitations dans les poteaux et dans les poutres. Pour bien cerne cet effet, on analyse les éléments en RDC en terrasse et aussi situes en angle, rive et central.

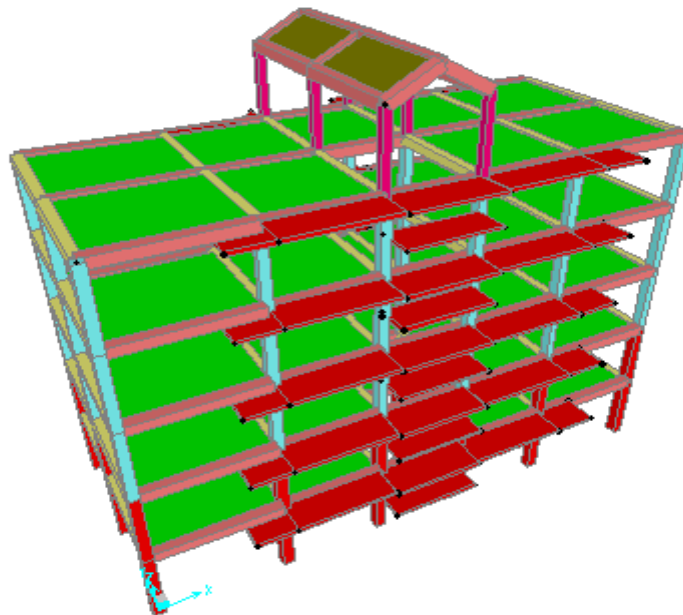


Figure 3.4 Modèle sap2000

3.3.1 Réaction sismique à la base

La modélisation effectuée permet de réaliser une descente de charges jusqu'aux fondations du bâtiment. Les réactions d'appuis sont déterminées aux appuis nodaux. Le résultat obtenu après chaque variation d'angle est présenté dans la courbe suivante :

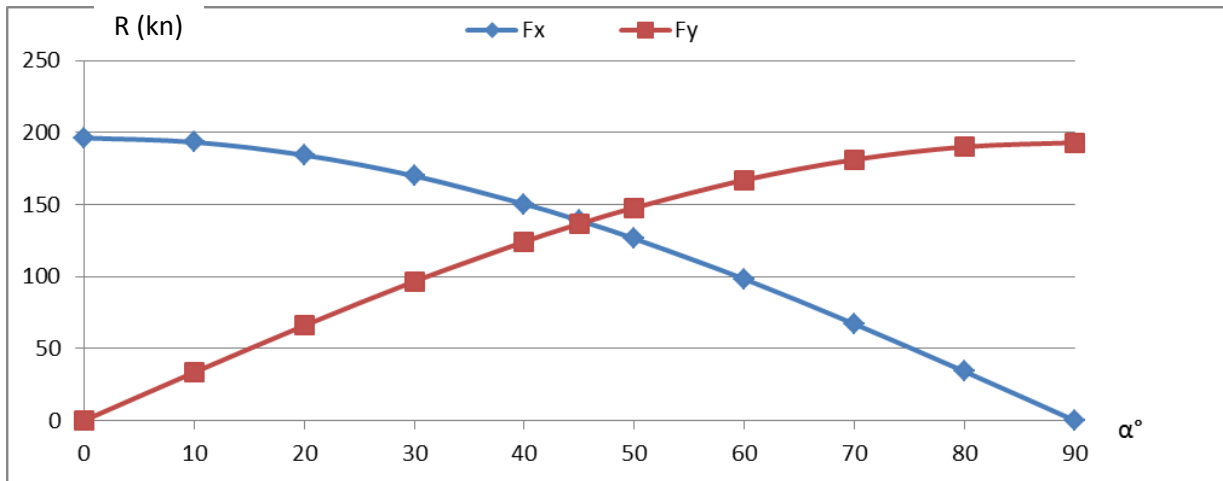


Figure 3.5 Réaction à la base sismique suivant la direction du séisme

La réaction sismique a une force maximale de $F_x=196.26$ KN à l'angle $\alpha=0^\circ$, et elle est diminuée jusqu'à une valeur nulle à l'angle $\alpha=90^\circ$. Par contre la réaction suivant le sens (y) est ascendante de $F_y=0$ à l'angle $\alpha=0^\circ$ jusqu'à une valeur maximale $F_y=192.96$ KN à $\alpha=90^\circ$.

La direction la plus défavorable du séisme est pratiquement suivant les axes principaux du bâtiment rectangulaire.

3.3.2 Déplacement horizontal

Au vu de la déformée des différents cas sismiques trouvés par SAP2000, il peut être admis qu'à peu de choses près, la déformée croît linéairement suivant la hauteur. Dans le cas défavorable où l'on considère qu'il n'y a pas de déplacement au niveau du terrain naturel, c'est-à-dire au niveau de la dalle haute du terrasse, et que le déplacement maximum en toiture (7 mm) est pris en considération.

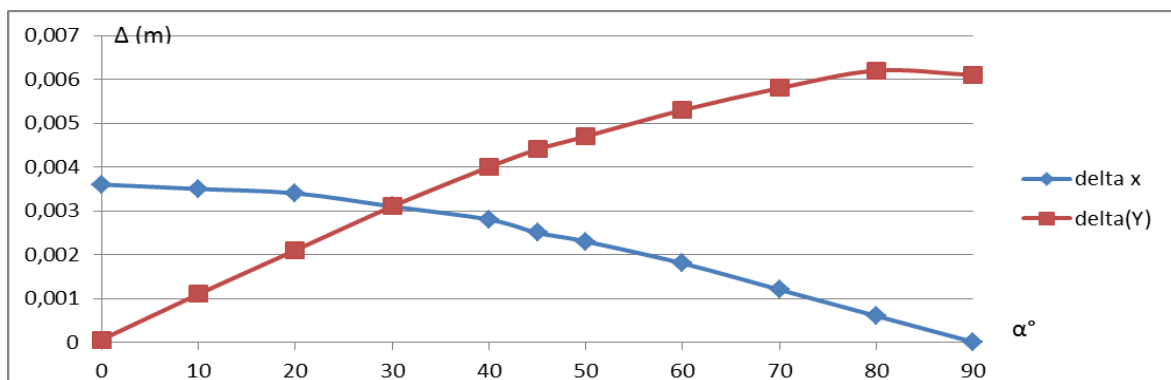


Figure 3.6 Déplacement horizontale de la terrasse suivant la direction du séisme

D'après l'analyse sismique, il est clair que le plus grand déplacement est suivant le sens horizontale. La courbe est ascendante de de $\Delta y = 0.00$ m à l'angle $\alpha = 0^\circ$ jusqu'une valeur maximal de $\Delta y = 0.0062$ m à $\alpha = 81^\circ$.

Le déplacement suivant y est supérieure au déplacement suivant x, qui prend sa valeur maximale $\Delta x = 0.0036$ m à l'angle $\alpha = 0^\circ$, par un pourcentage est estimé de 41.93%.

3.3.3 Sollicitations dans les poteaux

L'objectif de cette analyse est d'étudier le comportement dynamique des éléments principaux verticaux sous une combinaison sismique.

On a choisi trois poteaux dont les positions diffèrent. Pour nous permettre trouver la direction la plus défavorable de la charge sismique appliqué au cours de changement des angles. Pour ce on utilise un pas de 10° , de 0° à 90°

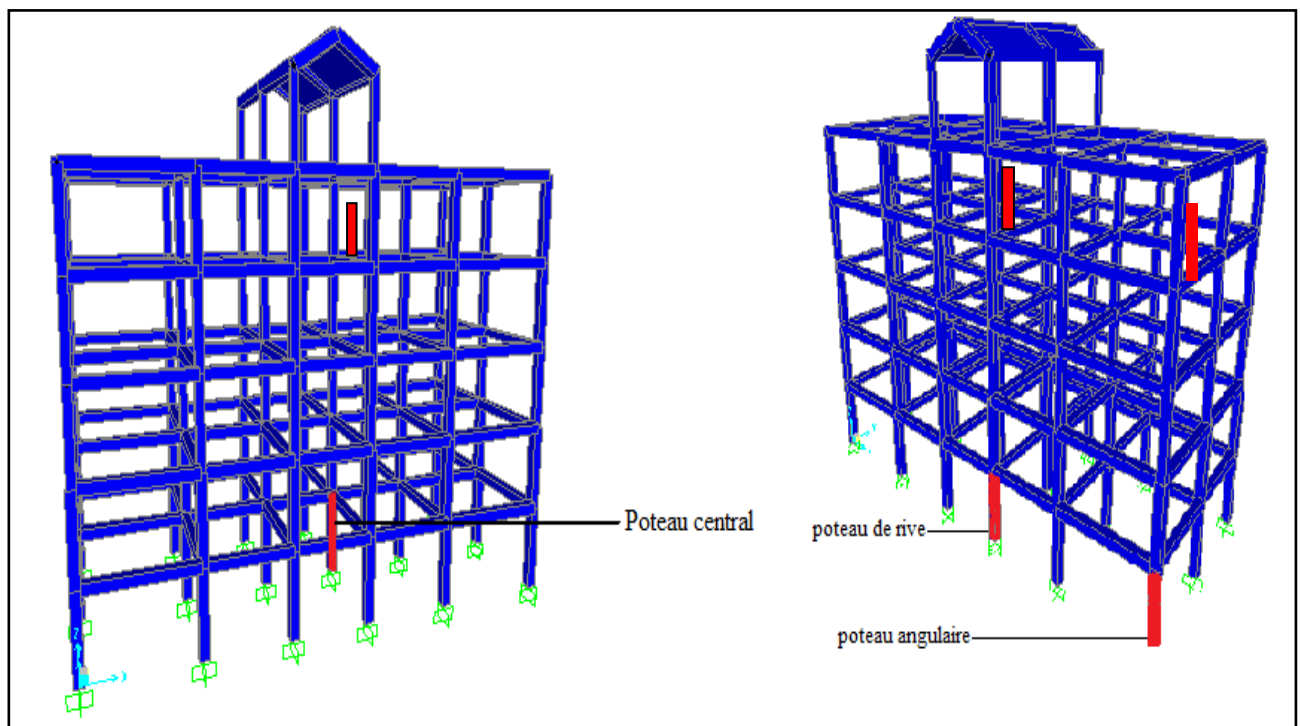
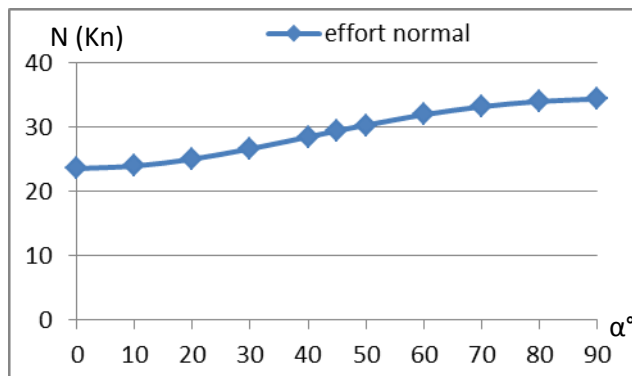


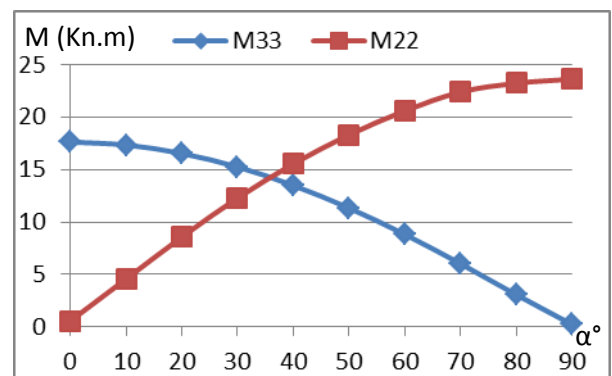
Figure 3.7 Positions des poteaux du RDC et terrasse

a. Poteau d'angle

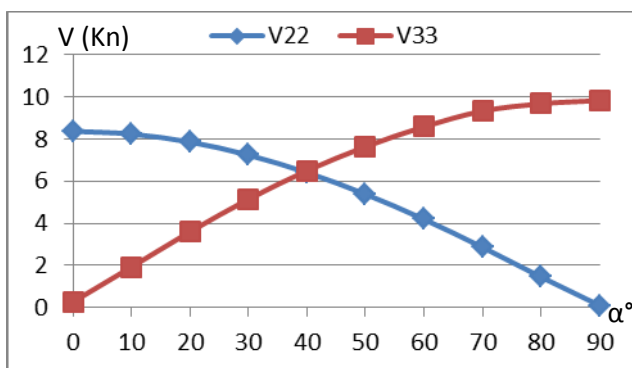
a.1 Poteau d'angle de RDC



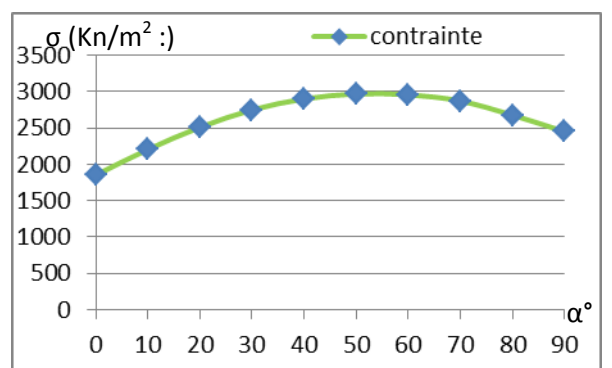
(a) La variation de l'effort normale



(b) La variation du Moment fléchissant



(c) La variation de l'effort tranchant



(d) La variation du contrainte normal

Figure 3.8 Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle RDC

On peut soulever la remarque suivante

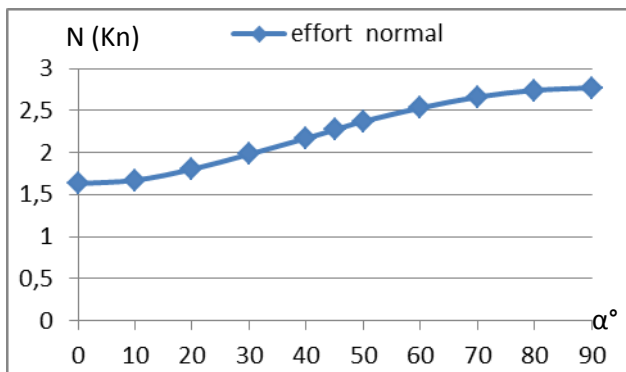
(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=90^\circ$, ou on a une force axiale de $N = 34.3 \text{ KN}$ qui est supérieure à celle de $N = 23.59 \text{ KN}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$ suivant le sens (x), d'où un pourcentage d'augmentation à 31.22%.

(b) Le point de départ de la courbe de moment fléchissant présente la plus grande valeur de $(M_{33})=17.61 \text{ KN.m}$ qui correspond à l'angle $\alpha=0^\circ$. La courbe descend jusqu'à une valeur nulle à un angle $\alpha=90^\circ$. Par contre le moment (M_{22}) prend sa valeur maximum $(M_{22}) = 23.61 \text{ KN.m}$ à l'angle $\alpha=90^\circ$.

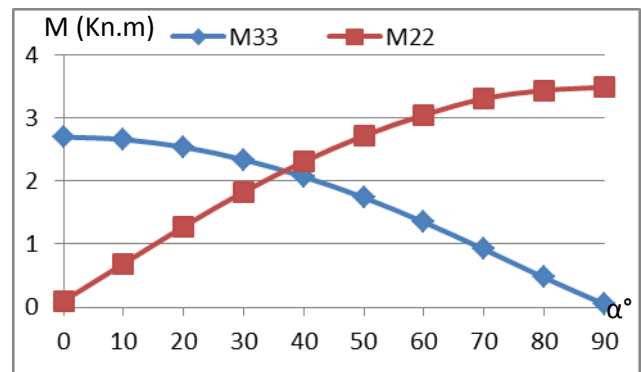
(c) On remarque que la force sismique provoque un effort tranchant maximum $V_{33}=9.8 \text{ kn}$ à l'angle $\alpha=90^\circ$, qui est supérieure à l'effort (V_{22}) de la valeur maximum $V_{22}=8.37 \text{ kn}$ à l'angle $\alpha=0^\circ$ d'où un pourcentage de diminution de 14.85%.

(d) Les charges sismiques produisent une contrainte qui atteint sa valeur maximal $\sigma=3000 \text{ KN/m}^2$ à un angle $\alpha=51^\circ$, qui est supérieur à celle ou $\alpha=0^\circ$ d'un pourcentage est estimé à 62%, et supérieur à $\alpha=90^\circ$ de 22.5%.

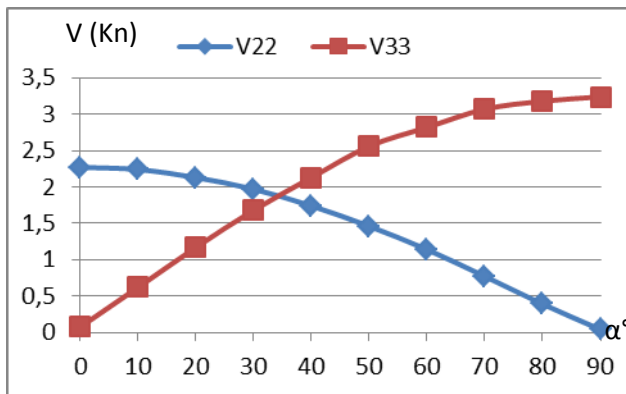
a.1 Poteau d'angle de Terrasse



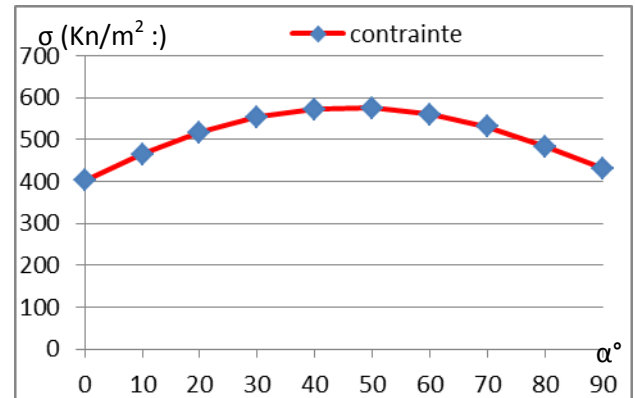
(a) La variation de l'effort normal



(b) La variation du moment fléchissant



(c) La variation de l'effort tranchant



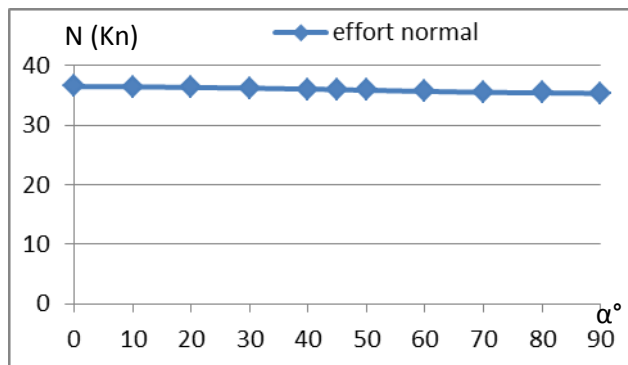
(d) La variation de la contrainte normale

Figure 3.9 Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle terras

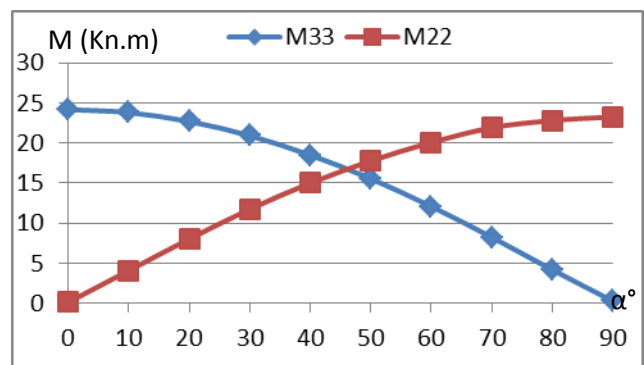
- (a) La répartition des charges sismiques développe une force axiale maximale dans le poteau $N=2.77\text{kn}$ à un angle $\alpha=90^\circ$ (sens y), qui est supérieur à celle de $N=1.63\text{kn}$ ou $\alpha=0^\circ$ (sens x), d'où un pourcentage estimé à 41.15%.
- (b) Les courbes correspondent au moment fléchissant sont présentés sur la même figure que ceux obtenu par les deux composantes de l'action sismique. La bonne direction de ce dernière est à un angle $\alpha = 90^\circ$ ou on a la plus grande valeur du moment $M_{22}= 3.49\text{KN.m}$, qui est supérieur au $M_{33}= 2.7 \text{ KN.m}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$, d'où un pourcentage d'augmentation de 22.63%.
- (c) Les courbes de l'effort tranchant sont opposées. L'action des efforts sismique apparient un pic à un angle $\alpha = 90^\circ$ de $V_{33} = 3.24 \text{ KN}$, qui est supérieur que le pic de $V_{22}= 2.27 \text{ KN}$ à l'angle $\alpha=0^\circ$.
- (d) Les charges sismiques produisent une contrainte qui atteint sa valeur maximale $\sigma=580 \text{ KN/m}^2$ à un angle $\alpha = 49^\circ$, qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ suivant l'axe horizontal d'où pourcentage d'augmentation est estimé par 44%, et est supérieur au contrainte à l'angle $\alpha=90^\circ$ de 35%.

b. Poteau de rive

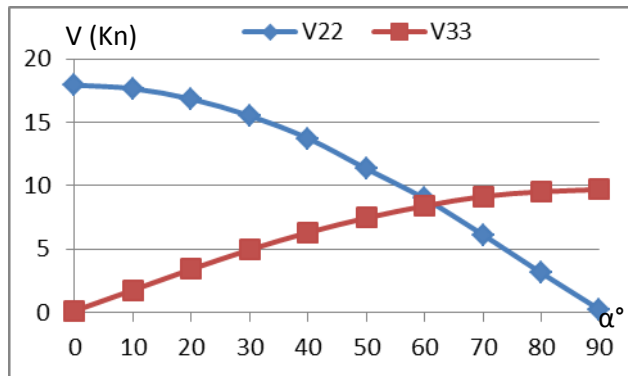
b.1 Poteau de rive RDC



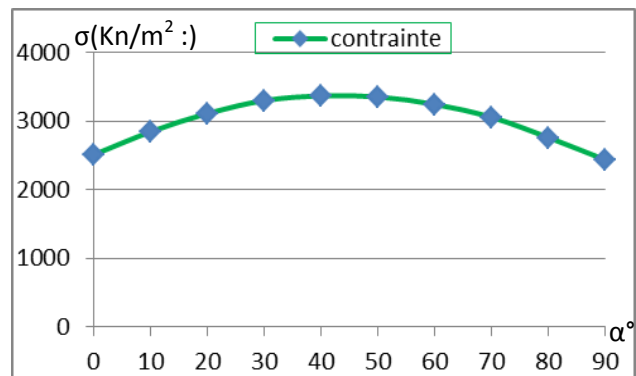
(a) La variation du l'effort normal



(b) La variation du moment fléchissant



(c) La variation du l'effort tranchant

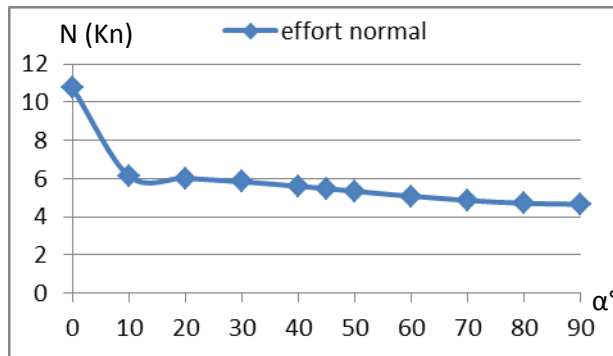


(d) La variation de la contrainte normale

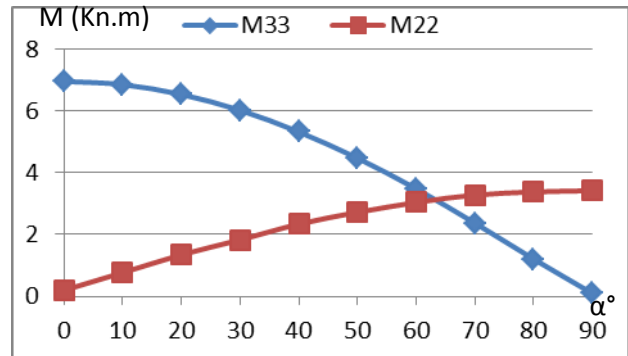
Figure 3.10 Sollicitation et contrainte dans le poteau de rive

- (a) On remarque que la courbe de l'effort normal présente une courbe approximativement constante, la différence entre la grande valeur et la valeur minimale est estimée par 2%, qui on considère comme une valeur négligeable. La répartition de la charge sismique est égale dans tous les directions.
- (b) On a deux courbes opposées sont sensiblement différent. Le pic de moment suivant l'axe horizontale est supérieure à celle de l'axe verticale d'où pourcentage est estimé par 3% on peut le négliger. L'action sismique distribuée vers les deux sens par la même quantité des charges.
- (c) L'influence de la force sismique produites un effort tranchant maximum $V_{22}=17.93$ kn à un angle $\alpha=0^\circ$, qui est supérieure à l'effort tranchant maximale $V_{33}=9.69$ kn par une valeur est d'augmentation estimée de 45.95%.
- (d) L'action sismique provoque une déformation importante $\sigma=3300$ KN/m² à un angle $\alpha=49^\circ$, qui est supérieure à la déformation horizontale $\sigma=2509.73$ KN/m² à l'angle $\alpha=0^\circ$ d'où un pourcentage de 31%, et supérieure à la déformation verticale à l'angle $\alpha=90^\circ$ par une valeur est estimée de 36%.

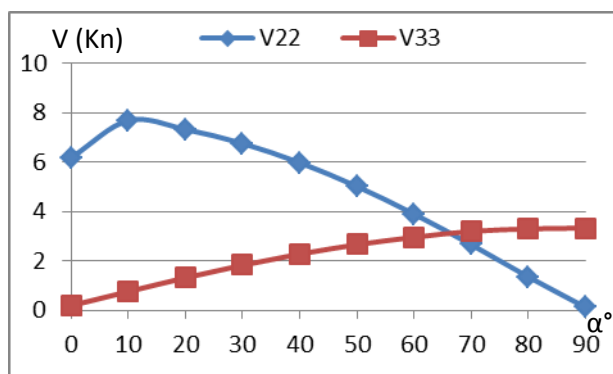
b.2 Poteau de rive Terrasse



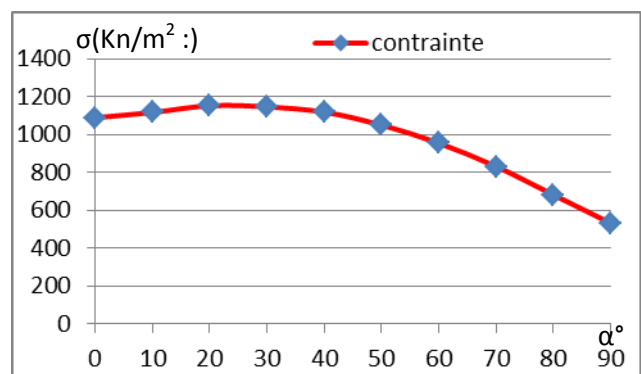
(a) La variation de l'effort normal



(b) La variation du moment fléchissant



(c) La variation de l'effort tranchant



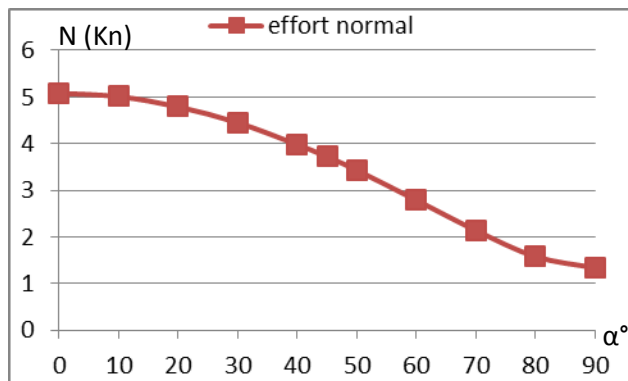
(d) La variation de la contrainte normale

Figure 3.11 Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive terrasse

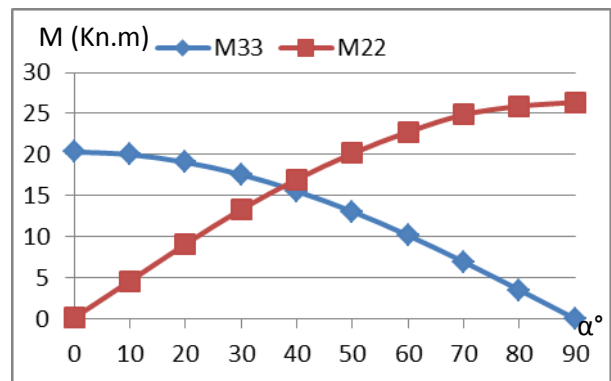
- On remarque que la grande valeur de la force axiale du séisme a un angle $\alpha=0^\circ$ de $N = 10.76 \text{ kn}$. La courbe diminue à une valeur $N = 6.14 \text{ kn}$ ou l'angle $\alpha=15^\circ$ jusqu'à $\alpha=90^\circ$ la courbe est estimée constante.
- L'action sismique assure un moment maximal $M_{33} = 6.95 \text{ kn.m}$ à l'angle $\alpha=0^\circ$, qui est strictement supérieure à $M_{22} = 3.33 \text{ kn.m}$ à l'angle $\alpha=90^\circ$, d'où un pourcentage supérieur à la moitié.
- La courbe montre que l'orientation des charges sismiques est plus défavorable à l'angle $\alpha=10^\circ$, où on a un effort tranchant maximum de $V_{22} = 7.69 \text{ kn}$. Pour l'effort tranchant suivant (sens y) on peut considérer négligeable par rapport à l'effort horizontal.
- On observe que la composante défavorable de la force sismique présente sa grande déformation $\sigma = 1200 \text{ kn/m}^2$ à l'angle $\alpha=25^\circ$, qui est supérieure à la déformation $\sigma = 1088.03 \text{ kn/m}^2$ ou $\alpha=0^\circ$ d'où un pourcentage de 10%, et fortement supérieur à la déformation quand l'angle $\alpha=90^\circ$ par une valeur de 55.79 %.

c. Poteau central

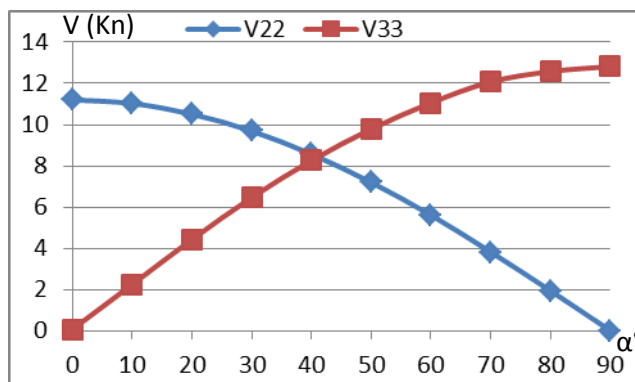
c.1 Poteau central RDC



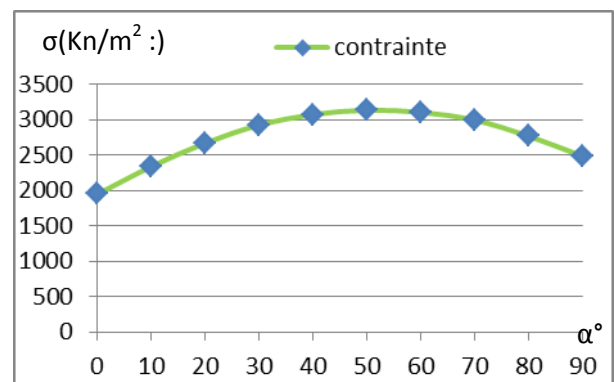
(a) La variation du l'effort normal



(b) La variation du moment fléchissant



(c) La variation du l'effort tranchant

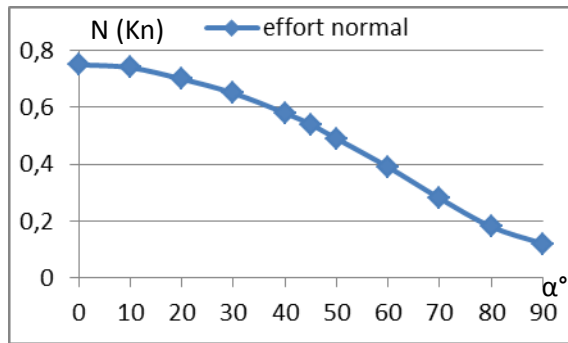


(d) La variation de la contrainte normale

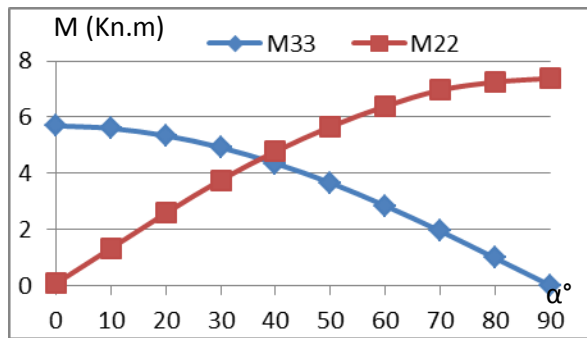
Figure 3.12 Sollicitations et contrainte dans le poteau central RDC

- (a) Une courbe descendant vers le bas la valeur maximal de la force axiale obtenue par le séisme est de $N=5.08\text{KN}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$. la composante vertical de la force axiale à l'angle $\alpha = 90^\circ$ est pratiquement négligeable.
- (b) Pour les courbes de moment fléchissant la force sismique présent deux composantes. La différence est plus significative aux niveaux de ses valeurs maximales. La valeur maximale de $M_{33} = 20.32 \text{ KN.m}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$, est inférieur au moment $M_{22} = 26.39 \text{ KN.m}$ de $\alpha=90^\circ$, par une estimation de 23%.
- (c) La force résultante de séisme est devisée par deux composantes. Le pic de la composante horizontale est de $V=11.2\text{KN}$ à l'angle $\alpha=0^\circ$. La grand valeur la composante verticale est de $V=12.82 \text{ KN}$ à l'angle $\alpha=90^\circ$. La différence est estimé par 12.63%.
- (d) On remarque que la force sismique présent sa grande déformation $\sigma=3200\text{KN/m}^2$ à l'angle $\alpha=49^\circ$, qui est supérieure à la déformation horizontale $\sigma = 1948.67\text{KN/m}^2$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$ de 39% ,et supérieure à la déformation verticale $\sigma = 2484.69 \text{ KN/m}^2$ à l'angle $\alpha = 90^\circ$ par une valeur est estimé à 22.35%.

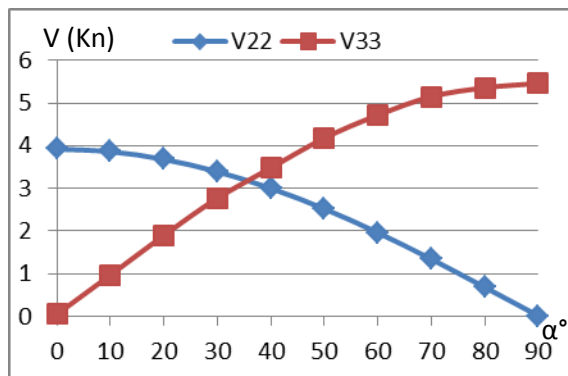
c.2 Poteau central Terrasse



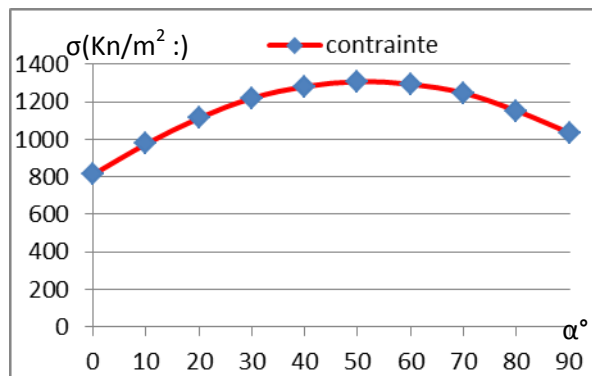
(a) La variation de l'effort normal



(b) La variation du moment fléchissant



(c) La variation de l'effort tranchant



(d) La variation de la contrainte normale

Figure 3.13 Sollicitation et contrainte dans le poteau central Terrasse

(a) L'action sismique provoque une force axiale maximale dans le poteau, sa pic est de $N = 0.75 \text{ KN}$ à un angle $\alpha = 0^\circ$. La courbe descend jusqu'à une valeur minimale $N = 0.12 \text{ KN}$ à l'angle $\alpha = 90^\circ$.

(b) La force sismique assure un moment fléchissant maximum $M = 7.38 \text{ kn.m}$ au (sens y) à l'angle $\alpha = 90^\circ$, qui est strictement supérieure à le moment $M = 5.69 \text{ kn.m}$ suivant le (sens x) ou $\alpha = 0^\circ$. La différence d'augmentation est estimé par 30%.

(c) Les courbes de l'effort tranchant montrent que La charge sismique appartient un pic de $V = 5.46 \text{ kn}$ suivant le (sens y) à un angle $\alpha = 90^\circ$. Ce qui n'est pas le cas pour le (sens x) la courbe a une valeur maximale au point de départ $V_{22} = 3.92 \text{ kn}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$.

(d) On remarque que l'effet de la charge sismique présente sa grande déformation $\sigma = 1300 \text{ KN/m}^2$ à l'angle $\alpha = 52^\circ$, qui est supérieure à la déformation de départ $\sigma = 813.27 \text{ KN/m}^2$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$ dans le (sens x) par un pourcentage d'augmentation de 37.44 %. Et supérieure à la déformation $\sigma = 1037.75 \text{ KN/m}^2$ ou $\alpha = 90^\circ$ dans le (sens y) par une estimation de 20.17%.

3.3.4 Sollicitation dans les poutres

Parmi les éléments porteurs de la répartition des charges sismiques dans la structure les éléments longitudinaux. Pour cela on va étudier sont capacités de déformation aux effets de moment fléchissant et l'effort tranchant.

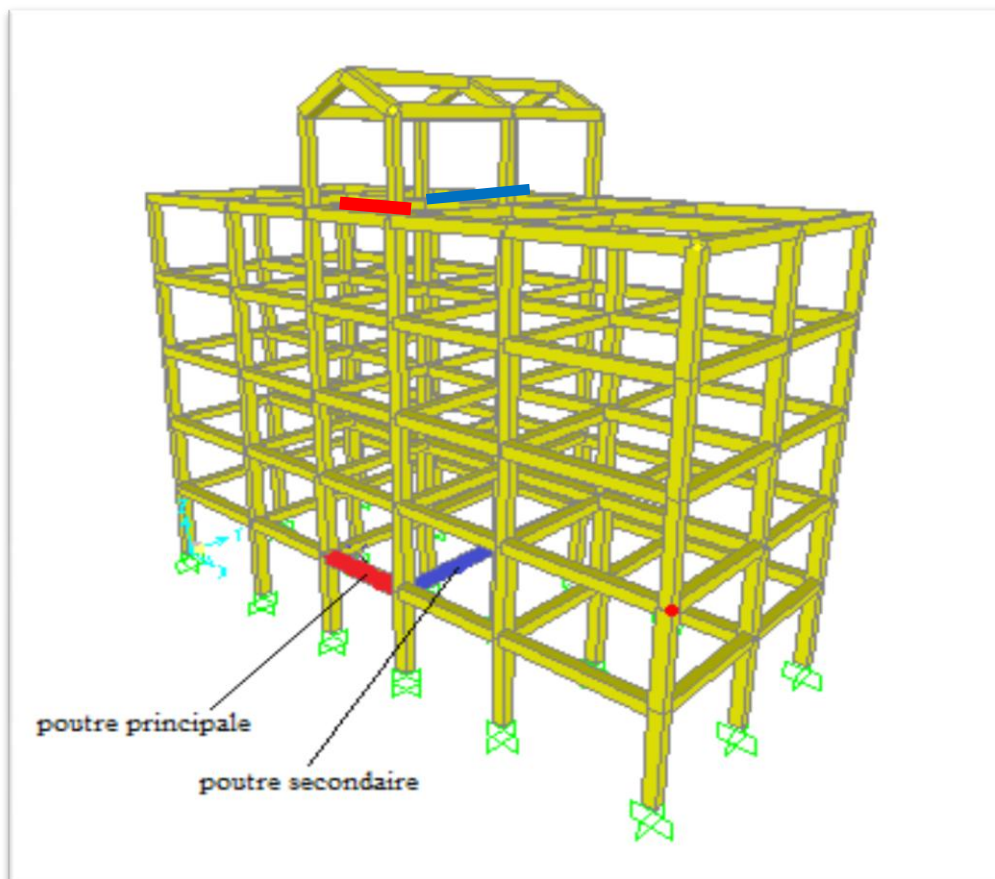
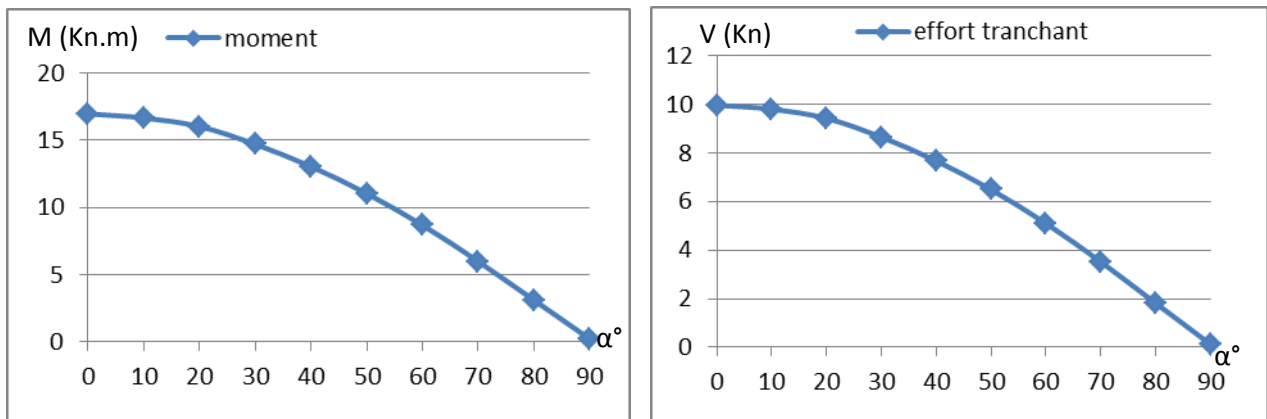


Figure 3.14 Positions des poutres analyse du RDC et terrasse

a. Les poutres principales

a.1 La poutre principale RDC



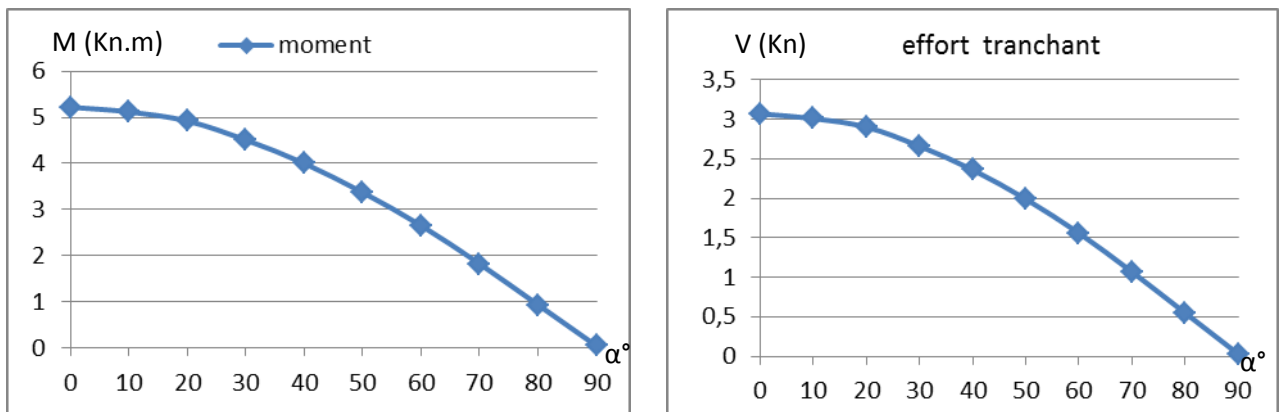
(a) La variation du moment fléchissant

(b) La variation de l'effort tranchant

Figure 3.15 sollicitations dans la poutre principale RDC

- (a) L'effort sismique produit un moment maximale $M=16.96$ KN.m au (sens x) à l'angle $\alpha=0^\circ$. La courbe de moment est descend jusqu'une valeur nulle à un angle $\alpha=90^\circ$.
- (b) La répartition des charges sismique produites un effort maximum $V= 9.98$ KN au départ de la courbe .Puis elle descend jusqu'une valeur nulle ou $\alpha=90^\circ$.

a.2 La poutre principale Terrasse



(a) La variation du moment fléchissant

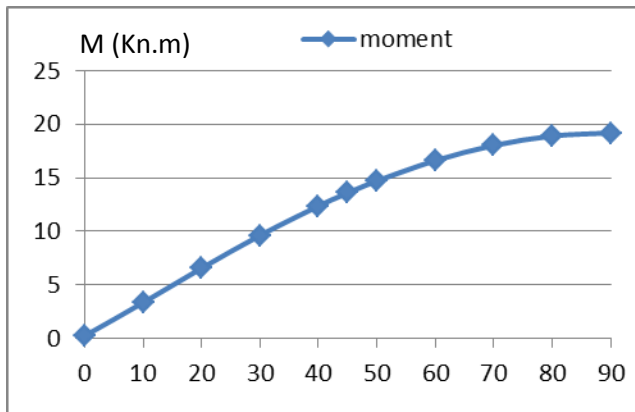
(b) La variation de l'effort tranchant

Figure 3.16 Sollicitations dans la poutre principale terrasse

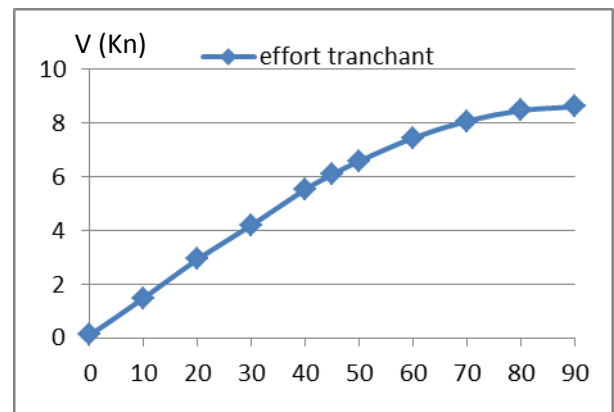
- (a) On remarque que l'action de la charge sismique aux éléments principaux (poutre) provoque un moment maximale $M=5.22$ KN.m au sens X à un angle $\alpha=0^\circ$. Par contre le moment le est nulle au sens Y ou $\alpha=90^\circ$.
- (b) La composante sismique horizontale provoque un pic $V=3.07$ KN à un angle $\alpha=0^\circ$. La courbe descend jusqu'une composante suivant Y nulle ou $\alpha=90^\circ$.

b. La poutre secondaire

b.1 La poutre secondaire RDC



(a) La variation du moment fléchissant

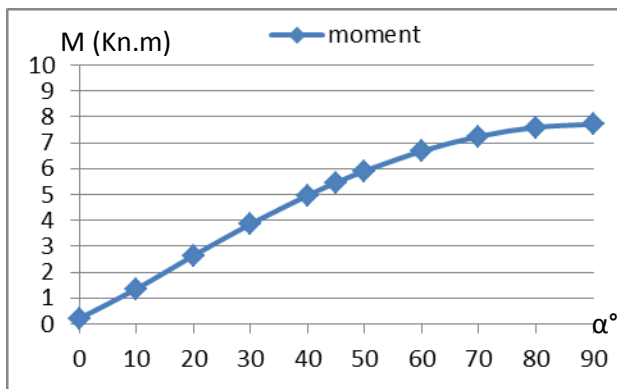


(b) La variation du l'effort tranchant

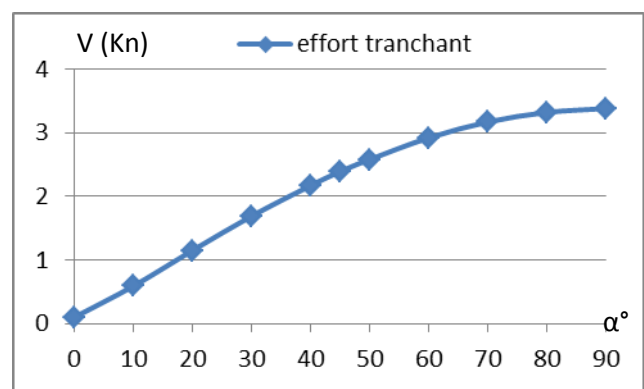
Figure 3.17 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC

- (a) l'effort sismique produit un moment nulle à l'angle $\alpha=0^\circ$, puis une augmentation jusqu'une valeur maximale $M=19.19\text{KN.m}$ au sens Y à un angle $\alpha=90^\circ$.
- (b) On a une courbe ascendante qui est pratiquement nulle au point de départ, puis elle augmente jusqu'à sa valeur maximale $V=8.6\text{ KN}$ à un angle $\alpha=90^\circ$.

b.2 La poutre secondaire Terrasse



(a) La variation du moment fléchissant



(b) La variation du l'effort tranchant

Figure 3.18 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC

- (a) On remarque que la répartition des charges sismique provoque un moment croissant qu'elle va commencer par une valeur nulle à l'angle $\alpha=0^\circ$, et elle atteint sa valeur maximale $M=7.72\text{ kn.m}$ au $\alpha=90^\circ$.
- (b) La force sismique produit un effort tranchant commencer par une valeur pratiquement nulle à l'angle $\alpha=0^\circ$, puis l'effort augmente et atteint une valeur maximale $V=3.38\text{ kn}$ à un angle $\alpha=90^\circ$.

3.4 Bâtiment en L

Le bâtiment est jugé irrégulier et symétrie. La modélisation faite sur un logiciel de calculs des éléments finis (SAP2000) a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique.

Pour ce bâtiment, on étudier l'effet de la direction du séisme sur la réaction sismique à la base, le déplacement horizontal sur terrasse, les sollicitations dans les poteaux et dans les poutres. Pour bien cerner cet effet, on analyse les éléments en RDC en terrasse et aussi situés en angle, rive et central.

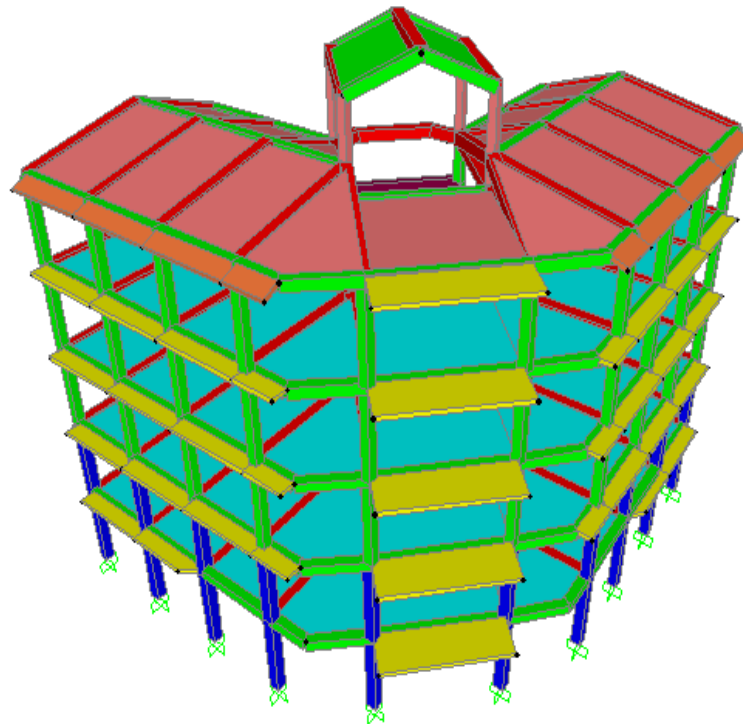


Figure 3.19 Model sap2000 du bâtiment angulaire

3.4.1 Réaction sismique à la base

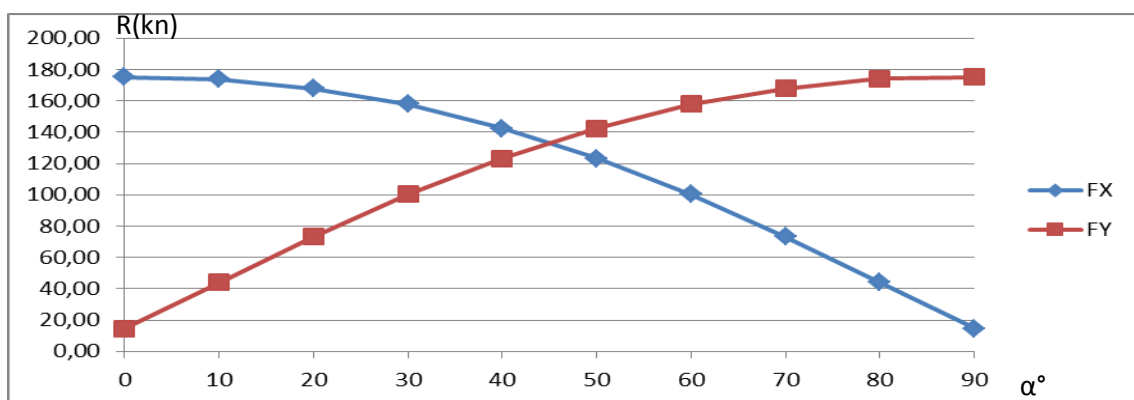


Figure 3.20 Réaction sismique à la base

On observe que la direction de séisme la plus défavorable est voisine à un angle $\alpha = 0^\circ$ (sens x) et $\alpha = 90^\circ$ (sens y) avec la même valeur de 174,94 KN et une même valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ (sens x) et $\alpha = 0^\circ$ (sens y) de 14,74 KN qui donne deux courbe symétrique par rapport au $\alpha = 45^\circ$.

3.4.2 Déplacement horizontal

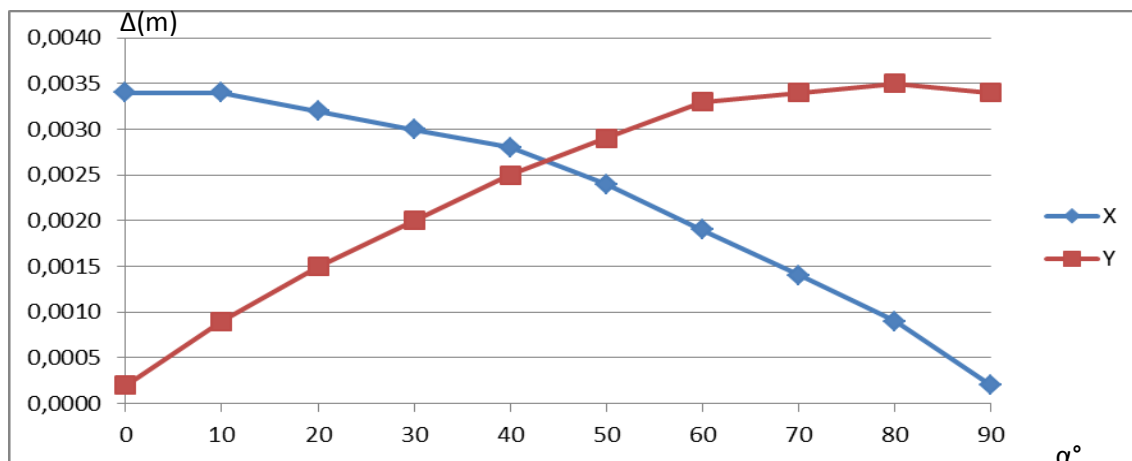


Figure 3.21 Déplacement horizontal de la terrasse suivant la direction du séisme

On observe que la direction de séisme la plus défavorable est voisine à un angle $\alpha = 0^\circ$ (sens x) et $\alpha = 90^\circ$ (sens y) avec la même valeur de 0,0034m et une même valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ (sens x) et $\alpha = 0^\circ$ (sens y) de 0,0002m qui donne deux courbe symétrique par rapport au $\alpha = 45^\circ$

3.4.3 Sollicitation dans les poteaux

L'objectif de cette analyse est d'étudier le comportement dynamique des éléments principaux verticaux sous une combinaison sismique.

On a choisi trois poteaux dont les positions diffèrent. Pour nous permettre trouver la direction la plus défavorable de la charge sismique appliqué au cours de changement des angles. Pour ce on utilise un pas de 10° , de 0° à 90°

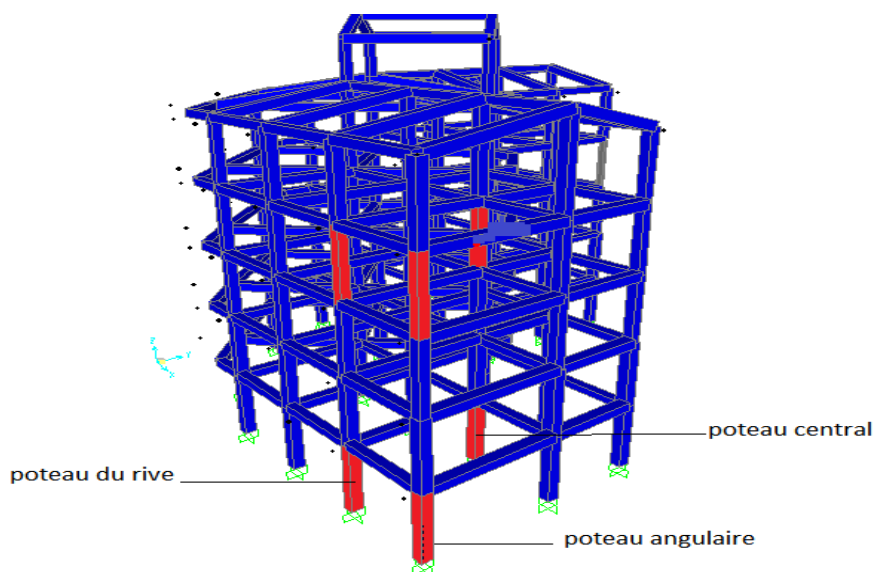
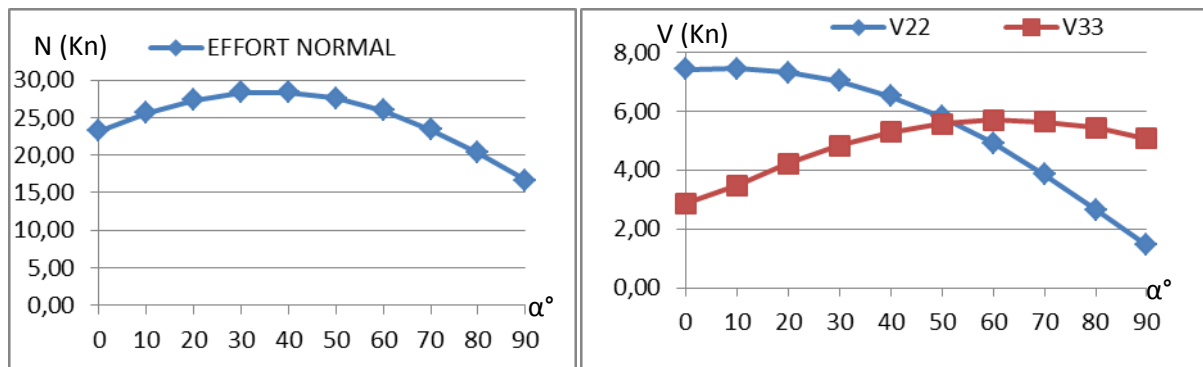


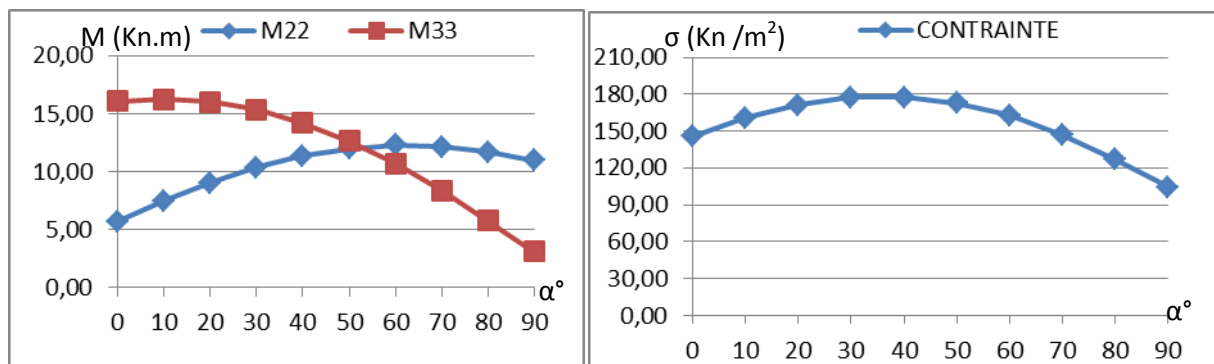
Figure 3.22 Positions des poteaux RDC et 3^{ème} niveau

a. Poteau d'angle

a.1 Poteau d'angle de RDC



(a) La variation du l'effort normal (b) La variation du l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant (d) La variation du contraint normal

Figure 3.23 Sollicitations et contrainte dans le poteau d'angle RDC

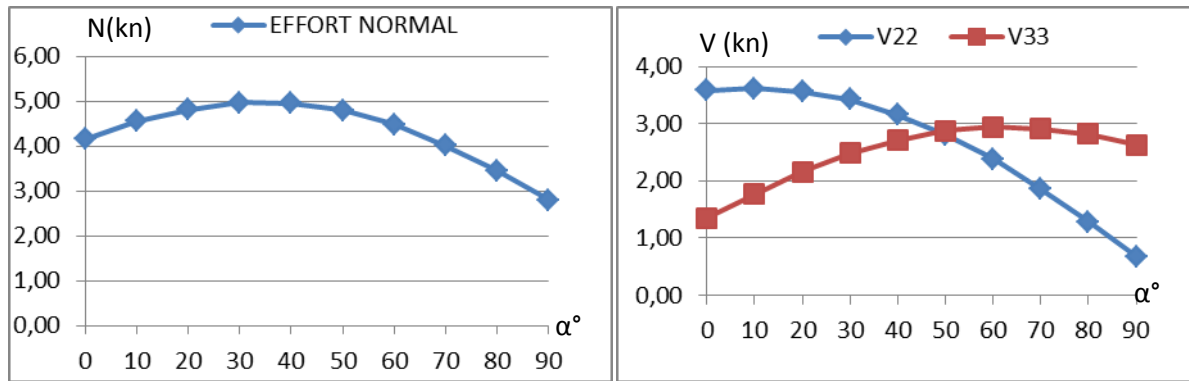
(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha=40^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 28,37 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 21,81% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 70,18%

(b) On contemlé l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 7,44 KN et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 1,45 KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha=60^\circ$ de 5.71 KN et la valeur inferieur ou $\alpha=0^\circ$ de 2.68 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 16,26 KN.M et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 3,11 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha=60^\circ$ de 12.28 KN.M et la valeur inferieur ou $\alpha=0^\circ$ de 5.71 KN

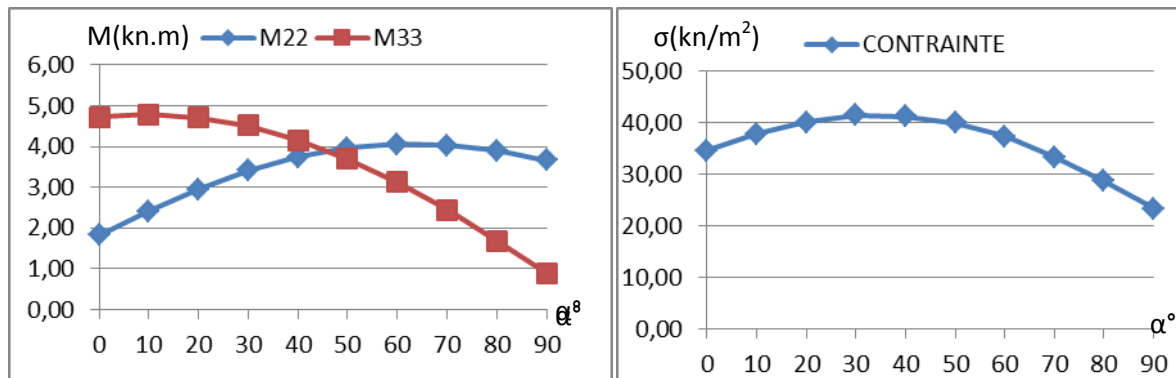
(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=40^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 177,58 KN/M² qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 21,80% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 70,21%

a.2 Poteau d'angle de Terrasse



(a) La variation du l'effort normal

(b) La variation du l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant

(d) La variation du contraint normal

Figure 3.24 Sollicitation et contrainte dans le poteau d'angle 3^{eme} niveau

(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha=30^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 4,97 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 19,75% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 77,50%

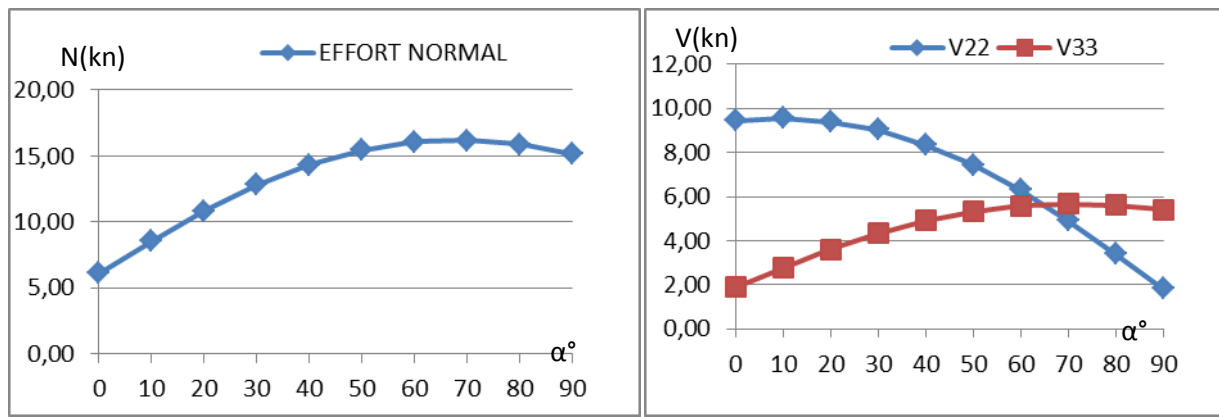
(b) On contemlé l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 3,62 KN et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 0,68 KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha=60^\circ$ de 2,94 KN et la valeur inferieur ou $\alpha=0^\circ$ de 1,35 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 4,78 KN.M et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 0,89 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha=60^\circ$ de 4,06 KN.M et la valeur inferieur ou $\alpha=0^\circ$ de 1,83 KN

(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=30^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 41,47 KN/M² qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 19,75% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 77,52%

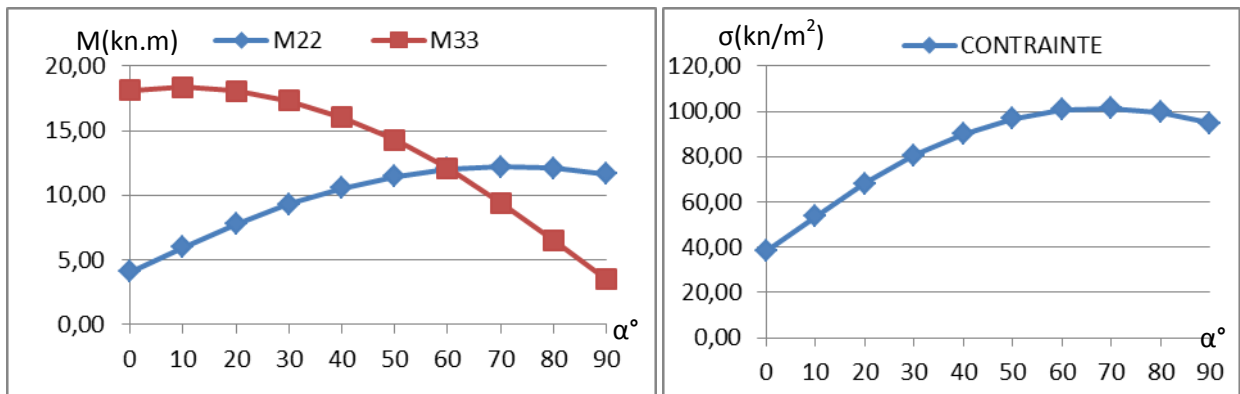
b. Poteau de rive

b.1 Poteau de rive RDC



(a) La variation de l'effort normal

(b) La variation de l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant

(d) La variation du contrainte normal

Figure 3.25 Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive RDC

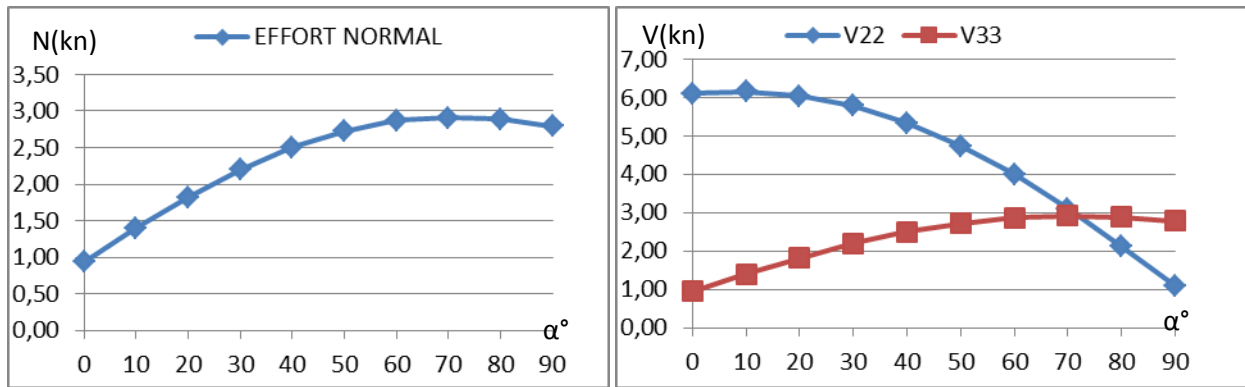
(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha = 70^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 16,17 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha = 0^\circ$ (sens x) de 164,64% et est supérieure à celle ou $\alpha = 90^\circ$ (sens y) de 6,66%

(b) On contemple l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha = 10^\circ$ de 9,56 KN et une valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ de 1,83 KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha = 70^\circ$ de 5.67 KN et la valeur inferieur ou $\alpha = 0^\circ$ de 1.89 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha = 10^\circ$ de 10,38 KN.M et une valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ de 3,49 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha = 70^\circ$ de 12.21 KN.M et la valeur inferieur ou $\alpha = 0^\circ$ de 4.07 KN

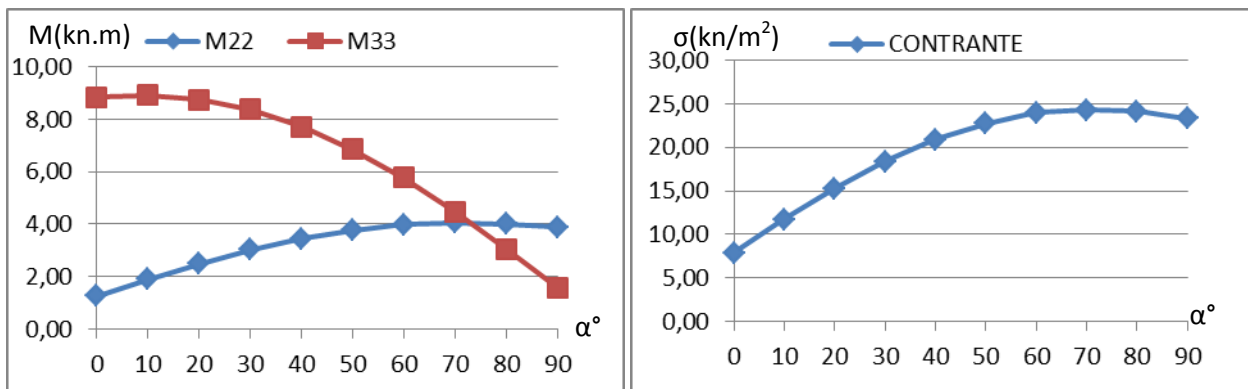
(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha = 70^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 101,29 KN/M² qui est supérieure à celle ou $\alpha = 0^\circ$ (sens x) de 163,63% et est supérieure à celle ou $\alpha = 90^\circ$ (sens y) de 6,72%

b.2 Poteau de rive Terrasse



(a) La variation de l'effort normal

(b) La variation de l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant

(d) La variation de la contrainte normale

Figure 3.26 Sollicitations et contrainte dans le poteau de rive 3^{ème} niveau

(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 2,91 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 209,57% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 4,30%

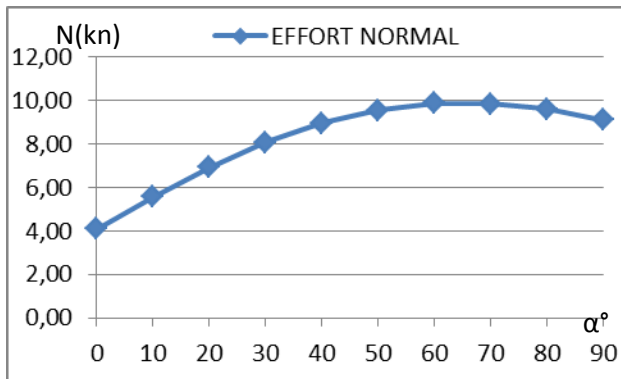
(b) On contemple l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 6,16 KN et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 1,10 KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha=70^\circ$ de 2.91 KN et la valeur inférieure ou $\alpha=0^\circ$ de 0.94 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=10^\circ$ de 8,93 KN.M et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de 1,58 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha=70^\circ$ de 4.05 KN.M et la valeur inférieure ou $\alpha=0^\circ$ de 1.27 KN

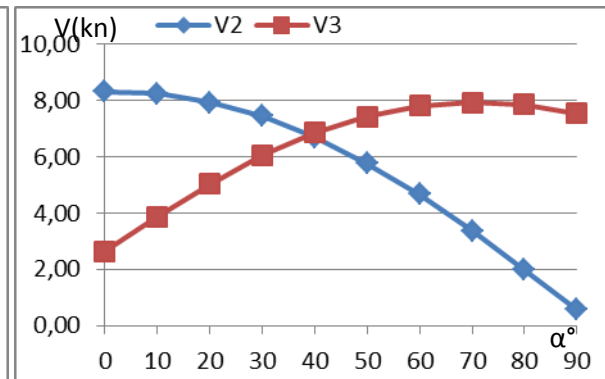
(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 24,31 KN/M² qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 207,72% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 4,38%

c. Poteau central

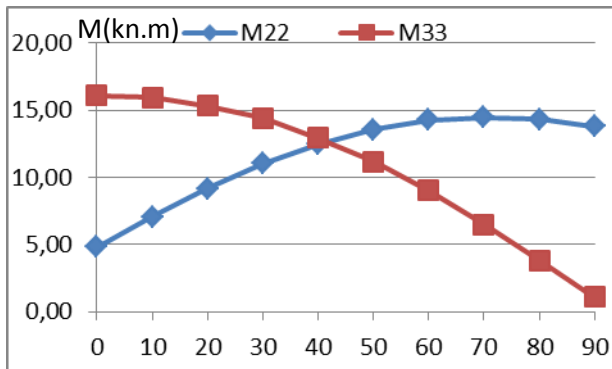
c.1 Poteau central RDC



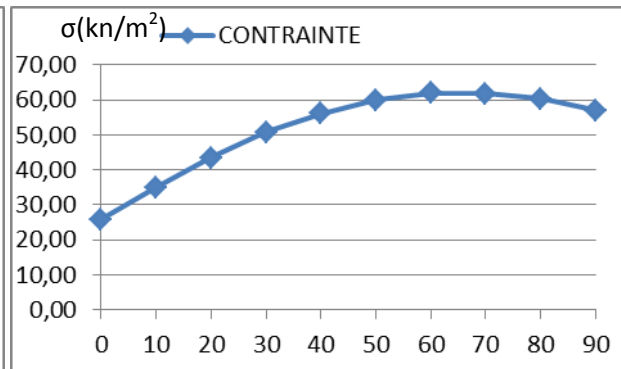
(a) La variation du l'effort normal



(b) La variation du l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant



(d) La variation du contraint normal

Figure 3.27 Sollicitations et contrainte dans le poteau central RDC

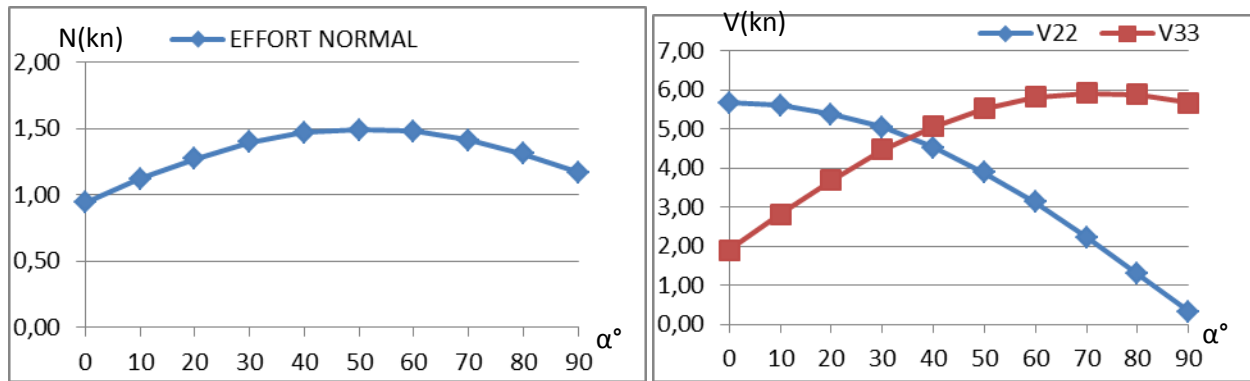
(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha = 60^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 9,87 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha = 0^\circ$ (sens x) de 140,73% et est supérieure à celle ou $\alpha = 90^\circ$ (sens y) de 8,58%

(b) On contemlé l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha = 10^\circ$ de 8,24 KN et une valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ de 0,58 KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha = 70^\circ$ de 7.92 KN et la valeur inferieur ou $\alpha = 0^\circ$ de 2.65 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha = 0^\circ$ de 16,08 KN.M et une valeur minimal ou $\alpha = 90^\circ$ de 1,12 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha = 70^\circ$ de 14.45 KN.M et la valeur inferieur ou $\alpha = 0^\circ$ de 4.83 KN

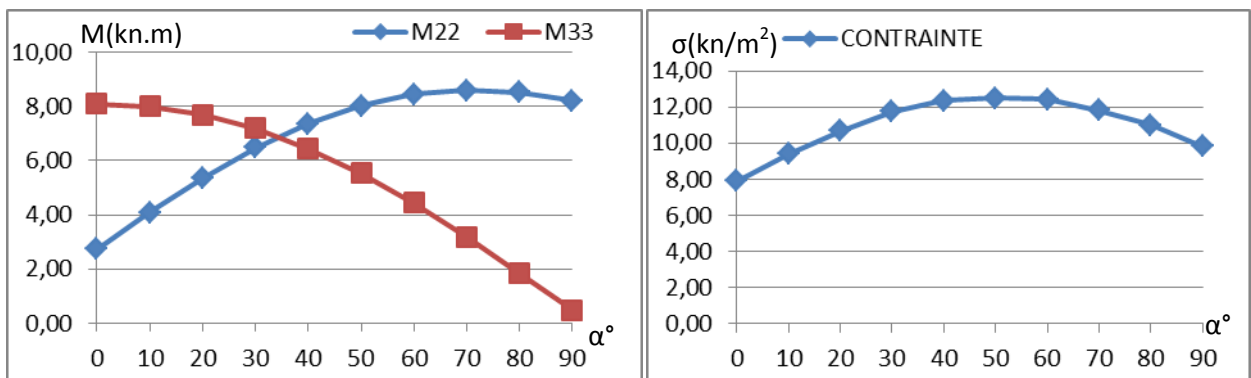
(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha = 60^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 61,93 KN/M² qui est supérieure à celle ou $\alpha = 0^\circ$ (sens x) de 139,66% et est supérieure à celle ou $\alpha = 90^\circ$ (sens y) de 8,78%

c.2 Poteau central RDC



(a) La variation du l'effort normal

(b) La variation du l'effort tranchant



(c) La variation du moment fléchissant

(d) La variation du contraint normal

Figure 3.28 Sollicitations et contrainte dans le poteau central 3^{eme} niveau

(a) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est voisine à un angle $\alpha=50^\circ$ ou on a un effort normal maximale de 1,49 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 58,51% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 27,35%

(b) On contemlé l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=70^\circ$ de 5,72 KN et une valeur minimal ou $\alpha=0^\circ$ de 1,90 KN suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha=0^\circ$ de 5.67 KN et la valeur inferieur ou $\alpha=90^\circ$ de 0.33 KN

(c) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .la valeur plus défavorable ou voisine ou $\alpha=0^\circ$ de 8,08 KN.M et une valeur minimale ou $\alpha=90^\circ$ de 0,47 KN.M suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 la valeur maximal ou $\alpha=70^\circ$ de 8.58 KN.M et la valeur inferieur ou $\alpha=0^\circ$ de 2.74 KN

(d) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=50^\circ$ ou on a une contrainte maximale de 12,51 KN/M^2 qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 58,15% et est supérieure à celle ou $\alpha=90$ (sens y) de 27,52%

3.3.5 Sollicitation dans les poutres

Parmi les éléments porteurs de la répartition des charges sismiques dans la structure les éléments longitudinaux. Pour cela on va étudier sont capacités de déformation aux effets de moment fléchissant et l'effort tranchant

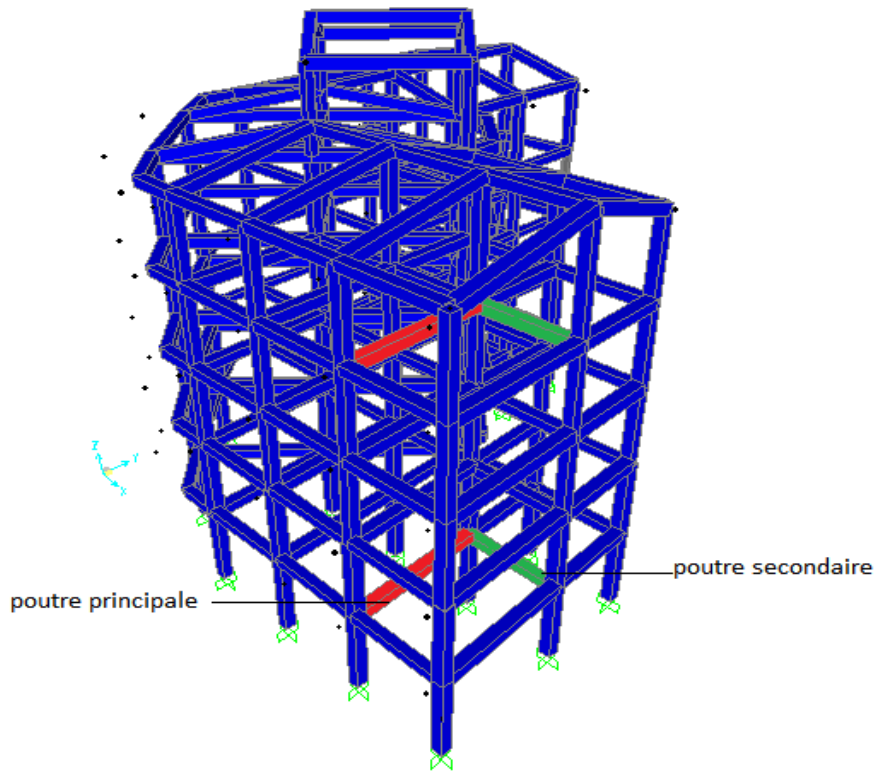
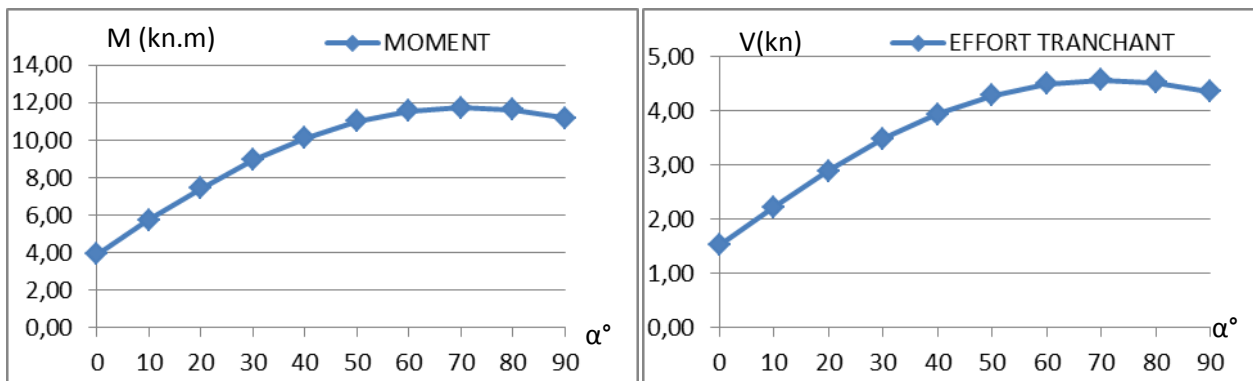


Figure 3.29 position des poutres analyse du RDC et du 3^{eme} niveau

a. Les poutres principales

a.1 La poutre principale RDC



(a) La variation du moment fléchissant

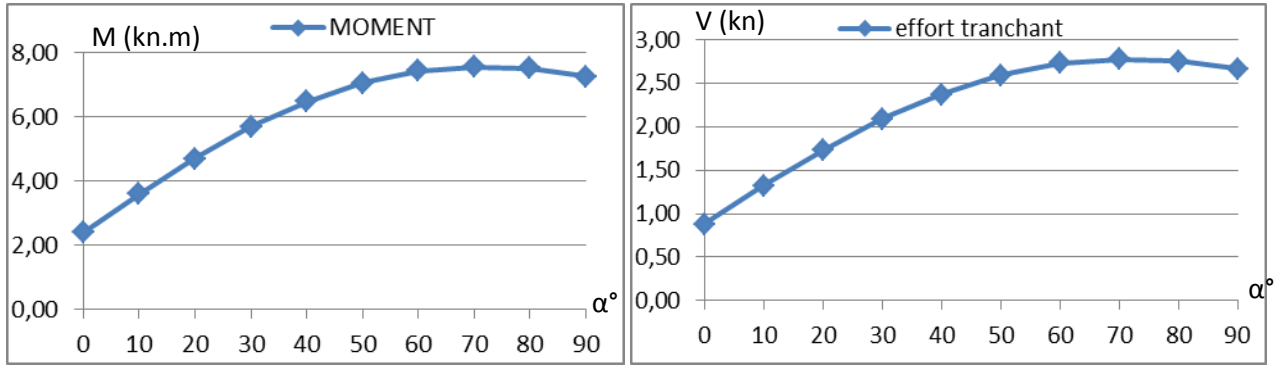
(b) La variation du l'effort tranchant

Figure 3.30 Sollicitations dans la poutre principale RDC

(a) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a un moment maximale de 11,72 KN.M qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 198,97% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 4,92%

(b) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est ou voisinage à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a un effort tranchant maximale de 4,56 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 200% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 25,51%

a.2 La poutre principale Terrasse



(a) La variation du moment fléchissant (b) La variation du l'effort tranchant

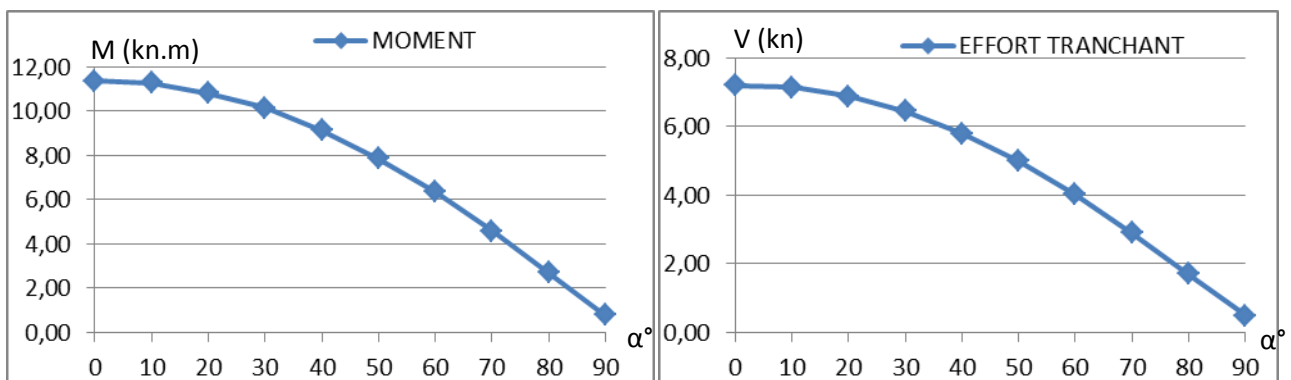
Figure 3.31 Sollicitations dans la poutre principale 3^{eme} niveau

(a) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a un moment maximale de 7,56 KN.M qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 215% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 4,27%

(b) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est ou voisinage à un angle $\alpha=70^\circ$ ou on a un effort tranchant maximale de 2,77 KN qui est supérieure à celle ou $\alpha=0^\circ$ (sens x) de 214,77% et est supérieure à celle ou $\alpha=90^\circ$ (sens y) de 4,13%

b. Les poutres secondaires

b.1 La poutre secondaire RDC



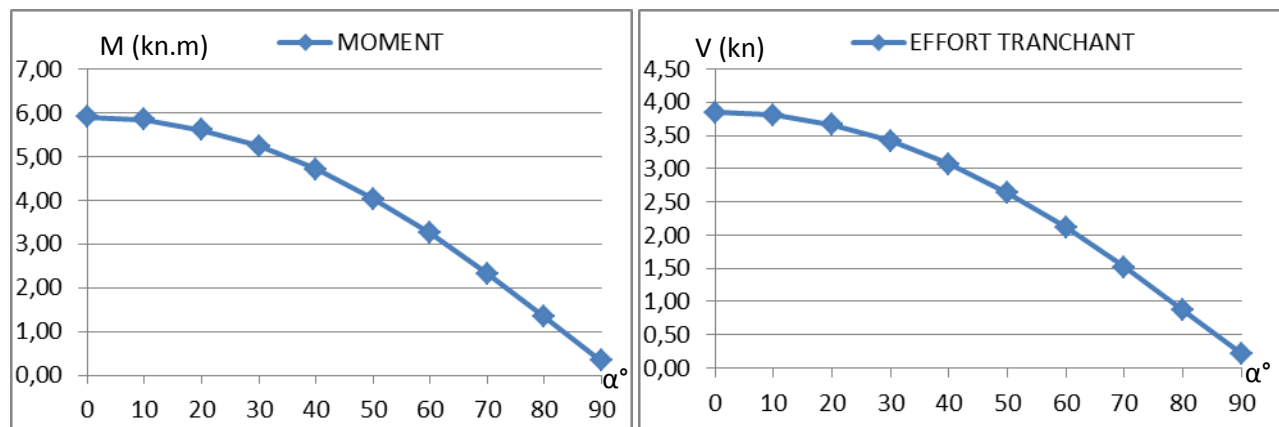
(a) La variation du moment fléchissant (b) La variation du l'effort tranchant

Figure 3.32 Sollicitations dans la poutre secondaire RDC

(a) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=0^\circ$ ou on a un moment maximal de 11,36 KN.M jusque une valeur minimal ou angle $\alpha=90^\circ$ de 0,78 KN.M

(b) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est ou voisinage à un angle $\alpha=0^\circ$ ou on a un effort tranchant maximale de 7,21KN jusque une valeur minimal ou angle $\alpha=90^\circ$ de 0,50 KN.M

b.1 La poutre secondaire Terrasse



(a) La variation du moment fléchissant (b) La variation de l'effort tranchant

Figure 3.33 Sollicitations dans la poutre secondaire 3^{ème} niveau

(a) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est approximativement à un angle $\alpha=0^\circ$ ou on a un moment maximal de 5,91 KN.M jusque une valeur minimal ou angle $\alpha=90^\circ$ de 0,34 KN.M

(b) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est ou voisinage à un angle $\alpha=0^\circ$ ou on a un effort tranchant maximale de 3,85KN jusque une valeur minimal ou angle $\alpha=90^\circ$ de 0,22 KN.M

3.4 Synthèse des résultats

La direction de l'action sismique est un élément important, car il influe sur le type d'analyse sismique qui sera ainsi que sur les éléments structuraux principaux. Pour ce faire une comparaison entre les critères du règlement RPA 99 modifié 2003 et les résultats de l'analyse de ce projet.

Dans cette partie on essaiera de comparer la réaction à la base et le déplacement maximale suivant les deux directions. On va comparer la direction la plus défavorable de l'action sismique de nos analyses avec les règlements parasismiques selon les contraintes dans les poteaux et les moments fléchissant aux niveaux des poteaux.

Après de ces résultats en nombre assez important, il y a lieu de présenter un tableau récapitulatif pour des deux blocs rectangulaire et en L

3.4.1 Bloc rectangulaire :

Le tableau récapitulatif des différents résultats précédents pour le bloc rectangulaire est suivant :

Elément d'analyse		Action sismique		Action sismique inclinée maximale		Différence en sollicitation
		Ex ($\alpha=0^\circ$)	Ey ($\alpha=90^\circ$)	E max	α° correspondant	
Réaction sismique à la base (kN)		196.29	192.29	196.29	0	
Déplacement horizontal (m)		0.0036	0.000054	0.0036	90	
Poteau angle RDC	N (kN)	23.59	34.4	34.4	90	
	M ₂₂ (kN.m)	0.57	23.61	23.61	90	
	M ₃₃ (kN.m)	17.61	0.22	17.61	0	
	V ₂₂ (kN)	8.37	0.1	8.37	0	
	V ₃₃ (kN)	0.27	9.83	9.83	90	
	σ (kN/m²)	1852.07	2448.78	2967.38	50	+21%
Poteau centre RDC	N (kN)	5.08	1.34	5.08	0	
	M ₂₂ (kN.m)	0.124	26.36	26.36	90	
	M ₃₃ (kN.m)	20.32	0.02	20.32	0	
	V ₂₂ (kN)	11.2	0.076	11.2	0	
	V ₃₃ (kN)	0.076	12.82	12.82	90	
	σ (kN/m²)	1948.6	2484.69	3135.36	50	+26%
Poteau rive RDC	N (kN)	36.55	35.39	36.55	0	
	M ₂₂ (kN.m)	0.15	23.27	23.27	90	
	M ₃₃ (kN.m)	24.18	0.3	24.18	0	
	V ₂₂ (kN)	17.93	0.22	17.93	0	
	V ₃₃ (kN)	0.13	9.69	9.69	90	
	σ (kN/m²)	2509.73	2431.22	3368.62	40	+34%
Poteau angle terrasse	N (kN)	1.63	2.77	2.77	90	
	M ₂₂ (kN.m)	0.1	3.49	3.49	90	
	M ₃₃ (kN.m)	2.7	0.05	2.7	0	
	V ₂₂ (kN)	0.075	3.24	3.24	90	
	V ₃₃ (kN)	2.27	0.04	2.27	0	
	σ (kN/m²)	402.5	431.1	575.7	50	+33%
Poteau centre terrasse	N (kN)	0.75	0.12	0.75	0	
	M ₂₂ (kN.m)	0.08	7.38	7.38	90	
	M ₃₃ (kN.m)	5.69	0.01	5.69	0	
	V ₂₂ (kN)	3.92	0.01	3.92	0	
	V ₃₃ (kN)	0.05	5.46	5.46	90	
	σ (kN/m²)	813.26	1034.75	1307.75	50	+26%
Poteau rive terrasse	N (kN)	10.76	4.66	10.76	0	
	M ₂₂ (kN.m)	0.2	3.42	3.42	90	
	M ₃₃ (kN.m)	6.95	0.1	6.95	0	
	V₂₂ (kN)	6.18	0.2	7.69	10	+24%
	V ₃₃ (kN)	0.19	3.33	3.33	90	
	σ (kN/m²)	1088.03	530.44	1145.72	30	+5%
Poutre principale RDC	M ₃₃ (kN.m)	0.23	19.19	19.19	90	
	V ₂₂ (kN)	0.11	8.6	8.6	90	
Poutre principale Terrasse	M ₃₃ (kN.m)	16.96	0.12	16.96	0	
	V ₂₂ (kN)	9.96	0.13	9.96	0	
Poutre secondaire RDC	M ₃₃ (kN.m)	0.21	7.72	7.72	90	
	V ₂₂ (kN)	0.1	3.38	3.38	90	
Poutre secondaire Terrasse	M ₃₃ (kN.m)	5.22	0.04	5.22	0	
	V ₂₂ (kN)	3.07	0.03	3.07	0	

Tableau 3.1 Récapitulation des sollicitations du bloc rectangulaire.

On remarque que pour la réaction sismique à la base (F_x et F_y) et le déplacement horizontale maximal (Δx et Δy) sont maximales sur les orientations extrêmes du séisme ($\alpha=0^\circ$) ou ($\alpha=90^\circ$).

Pour les sollicitations (M_{33} , M_{22} , V_{33} , V_{22}) au niveau des poteaux sont aussi extrêmes pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$. Par contre, la contrainte normale maximale sur les poteaux est maximale non pas pour des actions sismiques dirigées suivant les plans principaux du bâtiment mais lorsque l'action sismique est dirigée suivant un angle entre 40° et 50° par rapport à l'axe des x ; ceci est dû au fait que la contrainte normale est la combinaison entre l'effort normale(N) et les moments fléchissant (M_{33} , M_{22}).

Les efforts normale sont extrême pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$

Pour les poutres principales et secondaire on a remarqué aucun changement des sollicitations (M_{33} , V_{22}) qui et reste extrême à $\alpha=0^\circ$ pour les poutres de RDC et à $\alpha=90^\circ$ pour les poutres de la terrasse.

3.4.2 Bloc en L :

Le tableau récapitulatif des différents résultats précédents pour le bloc en L est suivant :

Élément d'analyse		Action sismique		Action sismique inclinée maximale		Différence en sollicitation
		Ex ($\alpha=0^\circ$)	Ey ($\alpha=90^\circ$)	E max	α° correspondant	
Réaction sismique à la base (kN)		174.94	14.74	174.94	0	
Déplacement horizontal (m)		0.0034	0.0034	0.0036	80	
Poteau angle RDC	N (kN)	<u>23.29</u>	<u>16.67</u>	<u>28.37</u>	<u>40</u>	+21%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>5.71</u>	<u>10.96</u>	<u>12.28</u>	<u>60</u>	+12%
	M ₃₃ (kN.m)	<u>16.05</u>	<u>3.11</u>	<u>16.26</u>	<u>10</u>	+1.3%
	V ₂₂ (kN)	<u>7.34</u>	<u>1.45</u>	<u>7.44</u>	<u>10</u>	+1.3%
	V ₃₃ (kN)	<u>2.68</u>	<u>5.08</u>	<u>5.71</u>	<u>60</u>	+12%
	σ (kN/m ²)	<u>145.79</u>	<u>104.33</u>	<u>177.58</u>	<u>40</u>	+22%
Poteau centre RDC	N (kN)	<u>4.10</u>	<u>9.09</u>	<u>9.87</u>	<u>60</u>	+9%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>4.83</u>	<u>13.77</u>	<u>14.45</u>	<u>70</u>	+5%
	M ₃₃ (kN.m)	16.08	1.12	16.08	0	
	V ₂₂ (kN)	8.31	0.58	8.31	0	
	V ₃₃ (kN)	<u>2.65</u>	<u>7.54</u>	<u>7.92</u>	<u>70</u>	+5%
	σ (kN/m ²)	<u>25.84</u>	<u>56.93</u>	<u>61.93</u>	<u>60</u>	+9%
Poteau rive RDC	N (kN)	<u>6.11</u>	<u>15.16</u>	<u>16.17</u>	<u>70</u>	+7%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>4.07</u>	<u>11.64</u>	<u>12.21</u>	<u>70</u>	+5%
	M ₃₃ (kN.m)	<u>18.15</u>	<u>3.49</u>	<u>18.38</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₂₂ (kN)	<u>9.44</u>	<u>1.83</u>	<u>9.56</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₃₃ (kN)	<u>1.89</u>	<u>5.40</u>	<u>5.67</u>	<u>70</u>	+5%
	σ (kN/m ²)	<u>38.42</u>	<u>94.91</u>	<u>101.29</u>	<u>70</u>	+7%
Poteau angle 3 ^{ème} Niveau	N (kN)	<u>4.15</u>	<u>2.80</u>	<u>4.97</u>	<u>30</u>	+20%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>1.83</u>	<u>3.66</u>	<u>4.06</u>	<u>60</u>	+11%
	M ₃₃ (kN.m)	<u>4.73</u>	<u>0.89</u>	<u>4.78</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₂₂ (kN)	<u>3.58</u>	<u>0.68</u>	<u>3.62</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₃₃ (kN)	<u>1.35</u>	<u>2.63</u>	<u>2.94</u>	<u>60</u>	+12%
	σ (kN/m ²)	<u>34.63</u>	<u>23.36</u>	<u>41.47</u>	<u>30</u>	+20%
Poteau centre 3 ^{ème} Niveau	N (kN)	<u>0.94</u>	<u>1.17</u>	<u>1.49</u>	<u>50</u>	+27%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>2.74</u>	<u>8.22</u>	<u>8.58</u>	<u>70</u>	+4%
	M ₃₃ (kN.m)	8.08	0.47	8.08	0	
	V ₂₂ (kN)	5.67	0.33	5.67	0	
	V ₃₃ (kN)	<u>1.90</u>	<u>5.67</u>	<u>5.92</u>	<u>70</u>	+4%
	σ (kN/m ²)	<u>7.91</u>	<u>9.81</u>	<u>12.51</u>	<u>50</u>	+28%
Poteau rive 3 ^{ème} Niveau	N (kN)	<u>0.94</u>	<u>2.79</u>	<u>2.91</u>	<u>70</u>	+4%
	M ₂₂ (kN.m)	<u>1.27</u>	<u>3.89</u>	<u>4.05</u>	<u>70</u>	+4%
	M ₃₃ (kN.m)	<u>8.84</u>	<u>1.58</u>	<u>8.93</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₂₂ (kN)	<u>6.10</u>	<u>1.10</u>	<u>6.16</u>	<u>10</u>	+1%
	V ₃₃ (kN)	<u>0.94</u>	<u>2.78</u>	<u>2.91</u>	<u>70</u>	+5%
	σ (kN/m ²)	<u>7.90</u>	<u>23.29</u>	<u>23.98</u>	<u>60</u>	+3%
Poutre principale RDC	M ₃₃ (kN.m)	<u>3.92</u>	<u>11.17</u>	<u>11.72</u>	<u>70</u>	+5%
	V ₂₂ (kN)	<u>1.52</u>	<u>4.35</u>	<u>4.56</u>	<u>70</u>	+5%
Poutre principale 3 ^{ème} Niveau	M ₃₃ (kN.m)	<u>2.40</u>	<u>7.25</u>	<u>7.56</u>	<u>70</u>	+4%
	V ₂₂ (kN)	<u>0.88</u>	<u>2.66</u>	<u>2.77</u>	<u>70</u>	+4%
Poutre secondaire RDC	M ₃₃ (kN.m)	11.36	0.78	11.36	0	
	V ₂₂ (kN)	7.21	0.5	7.21	0	
Poutre secondaire 3 ^{ème} Niveau	M ₃₃ (kN.m)	5.91	0.34	5.91	0	
	V ₂₂ (kN)	3.85	0.22	3.85	0	

Tableau 3.2 Récapitulation des sollicitations du bloc en L.

On remarque que pour la réaction sismique à la base (F_x et F_y) et le déplacement horizontale maximal (Δx et Δy) sont maximales sur les orientations extrêmes ou presque du séisme ($\alpha=0^\circ$) ou ($\alpha=90^\circ$).

Pour les sollicitations (M_{33} , M_{22} , V_{33} , V_{22}) au niveau des poteaux sont aussi extrêmes non pas pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$ mais pour un angle se situant dans les intervalles $50^\circ-70^\circ$ ou $10^\circ-40^\circ$ où ces sollicitation sont majorées de 1% à 12%. Le poteau d'angle est le plus sollicité en le comparant aux autres poteaux, quelque soit le niveau d'étage, pour lequel on remarque une majoration du moment fléchissant et de l'effort tranchant de 12% à 13%. Pour les poteaux d'angles, l'effort axial atteint une majoration de 21% à 27%.

Aussi la contrainte normale maximale sur les poteaux est maximale non pas pour des actions sismiques dirigées suivant les plans principaux du bâtiment mais lorsque l'action sismique est dirigée suivant un angle dans les intervalles $50^\circ-70^\circ$ ou $10^\circ-40^\circ$ par rapport à l'axe des x ; ceci est dû au fait que la contrainte normale est la combinaison entre l'effort normale(N) et les moments fléchissant (M_{33} , M_{22}). Ces contraintes augmentent jusqu'à un taux de +28%.

Pour les poutres principales, on a remarqué une augmentation des sollicitations (M_{33} , V_{22}) lorsque l'action sismique est dirigée suivant un angle de 70° par rapport à l'axe des x de 4% à 5% au niveau du RDC. Par contre aucun changement des sollicitations dans les poutres secondaire qui sont extrême à $\alpha=0^\circ$.

3.5 Conclusion

Dans cette étude, on est arrivé à analyser l'influence de la direction du séisme sur le comportement et les sollicitations internes des éléments structuraux.

Après analyse des résultats, on a remarqué pour le bloc rectangulaire que les sollicitations (N, M et V) dans les poteaux et les poutres, les déplacements horizontaux ainsi que la réaction sismique à la base est maximale suivant l'une des directions principales du bâtiment x ou y. Par contre, les contraintes normales des poteaux sont maximales pour un angle de direction du séisme de 40° à 50° .

Pour le bloc en L, l'analyse est plus complexe. On observe que les éléments de réponse de la structure (réaction sismique à la base, déplacement horizontal, sollicitations (N, M et V) et les contraintes normales) ne sont pas maximales pour les directions classiques ($\alpha=0^\circ$ ou 90°) ou bien aussi ($\alpha=45^\circ$), axe principal, mais légèrement inclinés ($50^\circ-70^\circ$ ou $10^\circ-40^\circ$). La réponse de la structure est alors plus importance et atteint des majorations jusqu'à 22% à 28%.

Ces résultats sont intéressants par rapport à la méthodologie classique adoptée par l'ingénieur. Il suppose que les directions les plus défavorables du séisme sur une structure sont les directions principales de celle-ci, par rapport à la direction des portiques, ou bien celles observées dans les modes propres de vibration de la structure. Dans les deux cas, la principale remarque est que les directions les plus défavorables du séisme sont généralement inclinées et entraînent à des majorations de sollicitations, surtout l'effort axial et les contraintes normales dans les poteaux, allant jusqu'à 34%.

Ces résultats interpellent les ingénieurs à revoir les combinaisons de charges et actions sismiques dans le code du RPA99 qui majore la force sismique de 20% seulement pour les poteaux.

Conclusion générale

Pour offrir une meilleure résistance au séisme, les ouvrages doivent de préférence avoir d'une part des formes simples d'autre part une distribution aussi régulière que possible. Autrement, le séisme peut affecter la structure de manière non uniforme et donc perturber des zones plus que d'autres.

La direction horizontale du séisme ou son angle d'incidence crée des sollicitations variables, plus ou moins importantes, au niveau des éléments structuraux tel que le poteau ou la poutre. Cet effet est surtout observé, par l'ingénieur d'étude, dans les bâtiments des formes irrégulières. Le code algérien, RPA99, ne permet pas d'étudier l'effet de la direction du séisme autre que celles des axes principaux du bâtiment. La direction sismique y est définie comme celle perpendiculaire aux dimensions du bâtiment (suivant x et y).

Notre étude a montré que pour une structure régulière en plan ou surtout irrégulière, la réponse de la structure peut être aussi différente pour des angles de direction du séisme différent des axes principaux du bâtiment. En variant l'angle de la force sismique, on a rencontré des réponses en sollicitations et en contraintes plus élevées que celles des axes principaux du bâtiment allant jusqu'à +34%. Les éléments les plus sollicités sont surtout les poteaux d'angle et aussi les poutres à un niveau moindre. Ces taux dépassent la majoration proposée par le RPA99 de +20% pour les poteaux seulement.

Ces résultats sont aussi intéressants pour l'ingénieur qui doit réfléchir sur cette caractéristique ou comportement dynamique du bâtiment qui n'est pas aussi régulier qu'on le pense. Il y a alors de combiner les deux actions sismiques E_x et E_y suivant les axes principaux du bâtiment ou de majorer de manière convenable ces actions sismiques pour envelopper les cas extrêmes.

Pour des études ou travaux complémentaires par rapport à notre projet de fin d'études, on peut proposer une étude globale par rapport à toutes les typologies structurelles (régulière, irrégulière, en plan, en élévation, avec ou sans voile parasismique,...) et aussi en tenant compte de la composante verticale du séisme.

Référence bibliographique :

1. M. Athanatopoulou, A. Tsourekas & G. Papamanolis, ***Variation of response with incident angle under two horizontal correlated seismic components***, Earthquake Resistant Engineering Structures, vol 81. 2005.
2. C. Cantagallo, G. Camata & E. Spacone, ***The Effect of the Earthquake Incidence Angle on Seismic Demand of Reinforced Concrete Structures***, 15th WCEE, Lisboa, 2012.
3. P. Gonzalèz, ***Considering earthquake direction on seismic analysis***, Earthquake Engineering, Tenth world conference, Balkema, Rotterdam, 1992.
4. ***Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003*** ; Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48, CGS, 2004.
5. M. Sri Kanya, B D V Chandra Mohan Rao, ***Effect of earthquake incidence angle on seismic performance of RC buildings***, IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology, Dec-2015. Volume: 04 Special Issues: 13, ICISE-2015.