



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا - قسم الهندسة المدنية -
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIR DE MASTER EN GENIE CIVIL

مذكرة ماستر في الهندسة المدنية

Option : STRUCTURES.

Présenté par

Mlle CHERROUF CILIA

Mlle BOUGUERRA IKRAM

THEME

**Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement non
linéaire des structures en BA
(R+3, R+6, R+9).**

Devant le jury composé de :

ABED. M

USDB de Blida

Président

TADJER. K

USDB de Blida

Examinatrice

BELHEOUANE. I

USDB de Blida

Promotrice

Année universitaire 2019/2020.

Résumé

Dans la pratique, tel qu'il est stipulé par les normes, la structure est supposée être parfaitement encastree dans le sol en négligeant toute forme d'interaction entre ce dernier et la structure. Alors que réellement, le type de sol a une influence significative sur le comportement des structures. De ce fait, la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) dans la conception des bâtiments et de toutes sortes d'ouvrage s'avère une approche plus réaliste.

Dans ce travail, nous allons s'intéresser à l'application de la méthode statique non-linéaire sur trois structures (R+3, R+6 et R+9) auto-stable en béton armé avec tout type de sol. Cette analyse dite «push-over» est une procédure dans laquelle la structure subit une poussée progressive jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître. L'objectif principal de cette dernière est d'extraire les courbes de capacité et d'évaluer l'effet l'ISS sur le comportement non linéaire de ces structures, ainsi que leur performance face au séisme.

En premier lieu, une revue bibliographique a été faite pour mettre le point sur les différentes notions traitées. Ensuite la modélisation des structures en prenant compte de l'ISS, où le sol est modélisé avec des éléments ressorts dont la raideur est calculée par la méthode de « Newmark-Rosenblueth ». Enfin, les déplacements, les efforts tranchants à la base, la rigidité des structures et tous les résultats d'analyses sont discutés puis comparés. En traitant ces résultats, le cas d'une structure encastree a été définie comme étant le plus défavorable.

Mots clés : Séisme, analyse non-linéaire, push-over, performance, courbes de capacité, interaction sol-structure (ISS), éléments ressorts.

Abstract

Earthquakes are among the most devastating natural disasters. They are responsible for the destruction of entire cities, the cause of the death of millions of people and often disastrous economic consequences for the countries affected. This poses a final challenge for civil engineering specialists to design buildings, bridges, dams... capable of withstanding the devastating forces generated by earthquakes. For this purpose, prevention of seismic hazard and knowledge of the behavior of structures is necessary. To achieve this, it is essential to take an interest in the seismic vulnerability assessment, which is an estimate of the damage that a structure, or an element of this structure, can reach and even exceed during an earthquake.

The fundamental problem of earthquake design lies in determining the response of a structure to strong or moderate seismic movements. In general, structures have a linear behavior as long as they are subjected to earthquakes of low intensities, but it's well known that for those subjected to major earthquakes, the behavior becomes non-linear and it results in the appearance of inelastic deformations (irreversible). Consequently, the linear calculation becomes insufficient and the recourse to a non-linear calculation appears more realistic and better adapted, to satisfy the compromise security-economy.

For this reason, our study will be carried out using a non-linear "Push-over" static analysis. This method is preferred for the evaluation of the seismic performance of structures, being conceptually and computationally simple.

Reducing the vulnerability of a structure requires a good knowledge of materials, their reactions to dynamic stresses, but also and above all a good knowledge of the boundary conditions of the structure, i.e. the interface between the place where these stresses arise and the structure itself. The generic term for the study of these phenomena is called soil-structure interaction (SSI). Hence, it is particularly important to consider the SSI in seismic areas where the dynamic response of soils can change that of structures subjected to seismic excitation.

For this we will try to explore from this work the influence of the SSI on the non-linear behavior of structures. A comparison between three structures (R+3), (R+6) and (R+9) in reinforced concrete, will be evaluated for the two scenarios (embedded and with SSI), as well as the numerical modeling of the latter by SAP 2000 /V 14 software, using the ATC40 spectral capacity method.

The SSI is taken into account with the different types of soil proposed by the Algerian earthquake regulation (RPA / V 2003). These are modeled using spring elements (SPRINGS), the stiffness of which will be calculated by the "Newmark-Rosenblueth" method.

In order to succeed in this project, the manuscript is subdivided into 5 chapters. First of all, it's interesting to give an overview and some generalities on the seismic behavior of structures, as well as to cite the most used analysis methods. This is the subject of Chapter 1. The 2nd chapter is composed of two parts, the first part aims to clarify in detail the non-linear static method "Push over", and to present the stages of realization of this analysis, then to describe some parameters of the push-over (displacement target, plastic ball joints, capacity curve and performance point...). Regarding the second part, its goal is to explain the phenomenon of soil-structure interaction and to cite the different methods of applying this interaction.

Then the 3rd chapter is to present the three studied structures (structural description, characteristics of materials). Then we went to the pre-dimensioning of the elements (floor, beams, columns), then the descent of loads and the reinforcement of the load-bearing elements. Lastly, a foundation calculation was determined for the insulated footings and the general slab.

In the 4th chapter we mentioned all the modeling steps of the non-linear push-over method. Then that of the ground, in the first place by the modeling of the foundations, then the calculation of the stiffnesses by the method of "Newmark-Rosembueth", and lastly the modeling of the springs. For the 5th chapter, a presentation of the results obtained from each structure (R 3, R+ 6 and R+9) for each type of soil was made.

We found the conclusions that the effect of the SSI allows us to approximate the real behavior of the structure. The latter then becomes more flexible, which implies a limitation of constraints. Flexibility should be studied in order to guarantee good stability of the structure.

We have noticed that the SSI allows the structure to be damaged less than in the case of an embedded structure (which is usually the worst case). However, introducing the SSI into the non-linear static analysis has resulted in a less degradation state, which allows to optimize the dimensioning of the structural elements and to reduce the execution costs. On the other hand, considering a structure as embedded at its base makes it possible to build more safely, remaining the most important criterion in civil engineering.

Also, the height of structures has an important impact in their behavior. The effect of slenderness on a self-stabilizing structure allows for higher shear force and displacement (comparing an R+3 to an R+9). Then, its ability to meet seismic demand decreases.

We constated that shallow foundations on loose soils and in regions of high seismicity are not recommended. On the other hand, a technical-economic study should be carried out in order to choose for either geotechnical solutions (site study, soil reinforcement, deep foundations, etc.) or structural solutions (switching to another structural system braced by walls).

Keywords: Earthquake, non-linear analysis, push-over, performance, capacity curves, soil-structure interaction (SSI), springs elements.

ملخص

في الممارسة العملية كما تعكسها المعايير، يفترض أن يكون الهيكل مدمجا تماما في الأرض، متجاهلا أي شكل من أشكال التفاعل بين المنشأة والترربة. بينما في الواقع فإن بنية التربة لها تأثير كبير على سلوك المنشآت. لذلك فإن أخذ بعين الاعتبار تفاعل بنية التربة والمنشأة عند تصميم المباني والهيكل وما إلى ذلك تبيين أنها مقاربة واقعية.

في هذا العمل، سنهتم بتطبيق طريقة التحليل غير الخطي على ثلاثة هياكل ذاتية الاستقرار ($R+3$, $R+6$, $R+9$) من الخرسانة المسلحة باستخدام جميع أنواع التربة. هذا ما يسمى بتحليل «push-over» وهو إجراء تخضع فيه المنشأة لدفع تدريجي حتى تبدأ أنماط الخراب في الظهور. الهدف الرئيسي من هذا التحليل هو استخراج منحنيات السعة، وتقييم تأثير تفاعل بنية التربة والمنشأة على السلوك غير الخطي لهذه الهياكل، بالإضافة إلى أدائها في مواجهة الزلازل.

في المقام الأول تم إجراء مراجعة بليوغرافية لتقييم المفاهيم المختلفة التي تم تناولها. ثم تمت نمذجة الهياكل مع الأخذ بعين الاعتبار التفاعل منشأة-تربة. حيث تم تصميم الأرض بعناصر مرنة (نوابض) أين يتم حساب صلابتها بطريقة «Newmark Rosenblueth». أخيراً، تتم مناقشة تنقل البناءات، قوى القص في القاعدة، صلابة الهياكل ... وجميع نتائج التحليلات تمت مناقشتها ثم مقارنتها. عند معالجة هذه النتائج، تم التعريف عن حالة البناءة المدمجة تماماً في الأرض على أنها الأكثر سلبية.

الكلمات المفتاحية: الزلازل، التحليل غير الخطي، «push-over»، الأداء، منحنيات السعة، التفاعل منشأة-تربة، عناصر مرنة (نوابض).

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à

Mes très chers parents que tous les mots de la langue française ne suffiraient jamais pour témoigner ma gratitude et l'amour que j'ai pour eux, que dieu les garde et les protège.

Mon cher frère Ilies et sa femme Selma ainsi que ma chère sœur Yasmine qui ont toujours été là pour moi, je les aime et ils me le rendent mille fois mieux, je n'aurai jamais assez de ma vie pour leur dire merci pour leur soutien moral et encouragements tout au long de mon parcours.

Mes cousins, cousines et toute ma famille.

Mes amies Meriem, Imene, Chahra et Manelle.

Ma chère binôme Ikram et sa famille.

Et enfin à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

CHERROUF CILIA.

Dédicaces

Je dédie ce travail à

Mes chers parents « Ma mère et mon père », merci pour votre amour éternel, je ne peux jamais m'exprimer sur les sacrifices et le dévouement qu'ils ont consacré à mon éducation et à mes études.

Mes chères sœurs « Amina, Sarah et Fatima » qui étaient toujours à mes côtés, à mes frères « Hamza, Yacine et Iliyes », ainsi que tous les enfants de la famille.

A ma deuxième famille « Benyoucef ». A mon cher « Anis » je te remercie pour ton soutien.

A mes deux grand-mère.

A ma tante « Touria » et mon oncle « Sidali », ainsi que « Amine, Meriem et Bilel ».

A ma chère collègue et amie « Cherrouf Cilia » et à sa famille.

A mes amies « Sabrina, Rahil, Rania et Katia ». Mes proches et à toute personne ayant collaboré à ce travail.

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier Allah de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail.

Nos remerciements les plus distinguées vont à Mme. BELHEOUANE notre promotrice pour son aide, sa disponibilité et ses conseils précieux, sans elle ce travail n'aurait jamais abouti.

Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à Mr. DERBAL, Mr. HADJ-ARAB et Mr. BOUAFIA qui nous ont aidés dans notre projet.

Nous portons avec gratitude la reconnaissance envers l'ensemble des professeurs du département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Et enfin dans le souci de n'oublier personne, que toutes les personnes qui nous ont aidées et soutenues de près ou de loin, ainsi que nos chers parents trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

CILIA & IKRAM.

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Formule de calcul des raideurs de ressorts de sol.	29
Tableau 2.2 : Caractéristiques des différentes catégories de site RPA 99 (ver2003).	29
Tableau 3.1 : Dimensions en élévation.	32
Tableau 3.2 : Dimensions en plan.	32
Tableau 3.3 : Caractéristiques du béton.	33
Tableau 3.4 : Caractéristiques d'acier.	33
Tableau 3.5 : Type de profil de sol suivant le règlement américain UBC 97.	34
Tableau 3.6 : Valeurs de coefficients sismiques C_a dans UBC 97.	34
Tableau 3.7 : Valeurs de coefficients sismiques C_v dans UBC 97.	35
Tableau 3.8 : Valeurs des coefficients sismiques C_a et C_v pour les 4 types de sol.	35
Tableau 3.9 : Charge et surcharge.	37
Tableau 3.10 : Descente de charges pour le bâtiment R+3.	38
Tableau 3.11 : Descente de charges pour le bâtiment R+6.	39
Tableau 3.12 : Descente de charges pour le bâtiment R+9.	39
Tableau 3.13 : Pré dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+3.	39
Tableau 3.14 : Pré dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+6.	40
Tableau 3.15 : Pré dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+9.	40
Tableau 3.16 : Ferrailage des poutres.	41
Tableau 3.17 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+3.	41
Tableau 3.18 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+6.	41
Tableau 3.19 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+9.	42
Tableau 3.20 : Pré dimensionnement de la semelle isolée pour le bâtiment R+3.	45
Tableau 3.21 : Pré dimensionnement de la semelle isolée pour le bâtiment R+6.	45
Tableau 3.22 : Pré dimensionnement du radier général nervuré pour le bâtiment R+9.	46

Tableau 4.1 : Valeurs des coefficients $\beta_z, \beta_x, \beta_\theta$.	61
Tableau 4.2 : Caractéristiques des sols.	62
Tableau 4.3 : Résultats des raideurs pour (R+3).	62
Tableau 4.4 : Résultats des raideurs pour (R+6).	62
Tableau 4.5 : Résultats des raideurs pour (R+9).	63
Tableau 5.1 : Résultats de calcul pour R+3 sans ISS suivant le sens X.	69
Tableau 5.2 : Résultats de calcul pour R+3 sans ISS suivant le sens Y.	70
Tableau 5.3 : Résultats de calcul pour R+3 avec ISS suivant le sens X.	74
Tableau 5.4 : Résultats de calcul pour R+3 avec ISS suivant le sens Y.	74
Tableau 5.5 : Résultats de calcul pour R+6 sans ISS suivant le sens X.	81
Tableau 5.6 : Résultats de calcul pour R+6 sans ISS suivant le sens Y.	82
Tableau 5.7 : Résultats de calcul pour R+6 avec ISS suivant le sens X.	84
Tableau 5.8 : Résultats de calcul pour R+6 avec ISS suivant le sens Y.	85
Tableau 5.9 : Résultats de calcul pour R+9 sans ISS suivant le sens X.	89
Tableau 5.10 : Résultats de calcul pour R+9 sans ISS suivant le sens Y.	90
Tableau 5.11 : Résultats de calcul pour R+9 avec ISS suivant le sens X.	92
Tableau 5.12 : Résultats de calcul pour R+9 avec ISS suivant le sens Y.	93

Liste des figures et illustrations

Figure 1.1 : Propagation des ondes de fond.	4
Figure 1.2 : Propagation des ondes de surface.	4
Figure 1.3 : L'action sismique sur une structure.	7
Figure 1.4 : Influence des matériaux sur la déformée de la structure.	9
Figure 1.5 : Influence de la hauteur sur la déformée de la structure.	9
Figure 1.6 : Influence de la masse sur la déformée de la structure.	9
Figure 1.7 : Mouvement sismique selon l'axe X.	10
Figure 1.8 : Mouvement sismique d'un oscillateur simple selon l'axe X.	11
Figure 1.9 : Effet de changement de géométrie (P - Δ).	13
Figure 1.10 : Diagrammes (Contraintes Déformations).	14
Figure 2.1 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.	17
Figure 2.2 : Distribution des forces horizontales de la structure.	19
Figure 2.3 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.	20
Figure 2.4 : Cas réel des rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.	20
Figure 2.5 : Courbe de capacité (push-over) d'une structure.	21
Figure 2.6 : Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité.	22
Figure 2.7 : Représentation de point de performance.	23
Figure 2.8 : Découplage usuel entre les modèles « géotechnique » et « structure ».	25
Figure 2.9 : Schématisation de la méthode globale.	26
Figure 2.10 : Schématisation de la méthode de sous-structure.	27
Figure 2.11 : Modèle tenant en compte de l'ISS.	28
Figure 2.12 : Abaque de détermination des paramètres de la fondation B_z, B_x, B_ϕ .	30
Figure 3.1 : Vue en plan des structures.	31
Figure 3.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	32
Figure 3.3 : Coupe transversale de la poutre.	36

Figure 3.4 : Coupe d'une semelle isolée.	43
Figure 3.5 : Radier général nervuré.	45
Figure 4.1 : Modèle 3D R+3.	48
Figure 4.2 : Modèle 3D R+6.	48
Figure 4.3 : Modèle 3D R+9.	48
Figure 4.4 : Caractéristiques du béton utilisé.	49
Figure 4.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton.	49
Figure 4.6 : Caractéristiques de l'acier.	50
Figure 4.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.	50
Figure 4.8 : Dessin de ferrailage de poteau (45*45) sur SAP 2000.	51
Figure 4.9 : Dessin de ferrailage de poteau (40*40) sur SAP 2000.	51
Figure 4.10 : Dessin de ferrailage de poteau (35*35) sur SAP 2000.	51
Figure 4.11 : Dessin de ferrailage de la poutre sur SAP2000.	52
Figure 4.12 : Propriétés des rotules pour les poteaux.	52
Figure 4.13 : Introduction des rotules plastiques aux niveaux des zones nodales pour les poteaux.	53
Figure 4.14 : Propriétés des rotules pour les poutres.	53
Figure 4.15 : Introduction des rotules plastiques aux niveaux des zones nodales pour les poutres.	53
Figure 4.16 : Définition du chargement de l'analyse push-over sous charges gravitaires.	54
Figure 4.17 : Définition du chargement de l'analyse Push-over (sens X).	54
Figure 4.18 : Définition du chargement de l'analyse Push-over (sens Y).	55
Figure 4.19 : Déplacement cible suivant X (U1).	55
Figure 4.20 : Déplacement cible suivant Y (U2).	55
Figure 4.21 : Résultat de l'analyse sous multiple steps.	56
Figure 4.22 : Spectre de demande pour ATC-40.	56
Figure 4.23 : Définir les cas de charge à exécuter.	57
Figure 4.24 : L'état d'endommagement d'une structure (distribution des rotules plastique).	57
Figure 4.25 : Courbe de capacité et courbe de demande.	57

Figure 4.26 : Fenêtre d'addition d'un élément surfacique.	58
Figure 4.27 : Définir la section de la semelle isolée pour (R+3).	58
Figure 4.28 : Fenêtre paramètres de maillage pour (R+3).	59
Figure 4.29 : Maillage des semelles isolée pour (R+3).	59
Figure 4.30 : Maillage des semelles isolées pour (R+6).	60
Figure 4.31 : Maillage de radier général pour (R+9).	60
Figure 4.32 : Saisie des rigidités des appuis élastiques (Exemple R+3 Sol-1).	63
Figure 4.33 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de libertés pour (R+3).	64
Figure 4.34 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de libertés pour (R+6).	64
Figure 4.35 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de libertés pour (R+9).	64
Figure 5.1 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S1.	67
Figure 5.2 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S1.	67
Figure 5.3 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S2.	68
Figure 5.4 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S2.	68
Figure 5.5 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S3.	68
Figure 5.6 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S3.	68
Figure 5.7 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S4.	69
Figure 5.8 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S4.	69
Figure 5.9 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S1.	72
Figure 5.10: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S1	72
Figure 5.11: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S2	72
Figure 5.12: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S2	72
Figure 5.13: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S3	73
Figure 5.14: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S3	73
Figure 5.15: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S4	73
Figure 5.16: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S4	73
Figure 5.17: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S1	79
Figure 5.18: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S1	79
Figure 5.19: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S2	80

Figure 5.20: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S2	80
Figure 5.21: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S3	80
Figure 5.22: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S3	80
Figure 5.23: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S4	81
Figure 5.24: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S4	81
Figure 5.25: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S1	82
Figure 5.26: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S1	82
Figure 5.27: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S2	83
Figure 5.28: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S2	83
Figure 5.29: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S3	83
Figure 5.30: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S3	83
Figure 5.31: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S4	84
Figure 5.32: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S4	84
Figure 5.33: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S1	87
Figure 5.34: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S1	87
Figure 5.35: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S2	88
Figure 5.36: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S2	88
Figure 5.37: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S3	88
Figure 5.38: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S3	88
Figure 5.39: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S4	89
Figure 5.40: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S4	89
Figure 5.41: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S1	90
Figure 5.42: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S1	90
Figure 5.43: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S2	91
Figure 5.44: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S2	91
Figure 5.45: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S3	91
Figure 5.46: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S3	91
Figure 5.47: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S4	92
Figure 5.48: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S4	92

Histogramme 5.1 : Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour R+3.	76
Histogramme 5.2 : Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour R+3.	76
Histogramme 5.3 : Demande en ductilité pour la structure R+3.	77
Histogramme 5.4 : L'indice de dégradation pour la structure R+3.	78
Histogramme 5.5 : Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour R+6.	85
Histogramme 5.6 : Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour R+6.	85
Histogramme 5.7 : Demande en ductilité pour la structure R+6.	86
Histogramme 5.8 : Indice de dégradation pour la structure R+6.	86
Histogramme 5.9 : Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour R+9.	93
Histogramme 5.10 : Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour R+9.	93
Histogramme 5.11 : Demande en ductilité pour la structure R+9.	94
Histogramme 5.12 : Indice de dégradation pour la structure R+9.	94
Histogramme 5.13 : Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour 3 structures.	95
Histogramme 5.14 : Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour 3 structures.	95
Histogramme 5.15 : Demande en ductilité pour trois structures.	96
Histogramme 5.16 : Indice de dégradation pour trois structures.	96

Liste des symboles et abréviations

As :	Section d'armatures dans le poteau.
Br :	Section réduite du poteau.
b_{SF} :	Largeur de la semelle filante.
b_N :	Largeur de la nervure.
C_a :	Coefficient sismique d'accélération.
C_v :	Coefficient sismique de vitesse.
E :	Module de Young.
FC₂₈ :	Résistance caractéristique du béton.
F_e :	Résistance caractéristique de l'acier.
G_S :	Module de cisaillement du sol.
k :	Coefficient de raideur du sol.
K_v :	Raideur verticale des ressorts calculée par les formules de Newmark-Rosenblueth.
K_h :	Raideur horizontale des ressorts calculée par les formules de Newmark-Rosenblueth.
K_∅ :	Raideur de rotation des ressorts calculée par les formules de Newmark-Rosenblueth.
Nu :	Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
V_s :	Vitesse moyenne d'onde de cisaillement du sol.
β :	Coefficient de correction qui dépend de l'élancement du poteau λ .
β_z :	Coefficient vertical donné par les abaques spécifiques de Newmark-Rosenblueth.
β_x :	Coefficient horizontal donné par les abaques spécifiques de Newmark-Rosenblueth.
β_∅ :	Coefficient de rotation donné par les abaques spécifiques de Newmark-Rosenblueth.
γ_s :	Coefficient de sécurité de l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité du béton.
ε_u :	Déformation ultime.
ISS :	Interaction sol-structure.

Table de matière

RESUME

REMERCIEMENT

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES.

1.1	Introduction.....	3
1.2	La sismicité.....	3
1.2.1	Les ondes de fond.....	4
1.2.2	Les ondes de surface.....	4
1.3	Effets du séisme.....	5
1.3.1	Effets directs.....	5
1.3.2	Effets de site.....	5
1.3.3	Effets induits.....	6
1.4	Réponse des structures face au séisme.....	6
1.4.1	Action sismique.....	6
1.4.2	Notion de déformation.....	7
1.5	Paramètres influant la réponse des structures.....	8
1.5.1	Influence des matériaux.....	9
1.5.2	Influence de la hauteur.....	9
1.5.3	Influence de la masse.....	9
1.5.4	Influence de la sismicité de la région et la nature du sol.....	10
1.6	Comportement linéaire et non-linéaire des structures.....	10
1.6.1	Comportement linéaire de la structure.....	10
1.6.2	Comportement non-linéaire de la structure.....	12
	Conclusion.....	15

CHAPITRE 2 : LA METHODE D'ANALYSE « PUSH-OVER ».

2.1	Introduction.....	16
2.2	Description de l'analyse push-over.....	16
2.3	But de l'analyse push-over.....	16
2.4	Hypothèses d'élaboration de la méthode push-over.....	17

2.5	Les avantages de l'analyse push-over	18
2.6	Les limites de l'analyse push-over	18
2.7	Distribution des charges latérales.....	18
2.8	Les étapes de la méthode Push-over	19
2.9	Paramètres de la push-over	20
2.9.1.	Rotules plastiques.....	20
2.9.2.	Nœud de contrôle	21
2.9.3.	Déplacement cible.....	21
2.9.4.	Courbe de capacité	21
2.9.5.	Le point de performance	23
2.10	L'influence des paramètres sur le comportement de la structure	23
2.11	Interaction sol – structure.....	24
2.11.1.	Notion d'interaction Sol-Structure (ISS).....	24
2.11.2.	Nécessité de la prise en compte de l'ISS.....	25
2.11.3.	Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure.....	25
2.11.4.	Modélisation de l'interaction sol-structure	27
	Conclusion.....	30

CHAPITRE 3 : PRESENTATION DES STRUCTURES.

3.1	Introduction.....	31
3.2	Aperçu sur les structures étudiées	31
3.3	Caractéristiques géométriques.....	32
3.3.1	Les dimensions en élévation	32
3.3.2	Les dimensions en plan	32
3.4	Description structurelle	32
3.4.1	Plancher.....	32
3.4.2	Poteaux.....	33
3.4.3	Poutre	33
3.4.4	Fondation	33
3.5	Caractéristiques des matériaux.....	33
3.5.1	Béton	33
3.5.2	Acier.....	33
3.6	Type de sol	34
3.7	Pré dimensionnement des éléments.....	35
3.7.1	Plancher corps creux	35
3.7.2	Poutres.....	35

3.7.3	Poteaux.....	36
3.8	Ferraillage des éléments.....	41
3.8.1	Ferraillage des poutres	41
3.8.2	Ferraillage des poteaux	41
3.9	Calcul des fondations	42
3.9.1	Détermination du système de fondation.....	42
3.9.2	Pré dimensionnement des fondations.....	43
	Conclusion.....	46

CHAPITRE 4 : MODELISATION DES STRUCTURES.

4.1	Introduction.....	47
4.2	Modélisation des structures.....	47
4.2.1	Logiciels SAP 2000.....	47
4.2.2	Modèle linéaire.....	47
4.2.3	Modèle non linéaire.....	49
4.3	Modélisation du sol.....	58
4.3.1	Modélisation des fondations	58
4.3.2	Calcul des raideurs	61
4.3.3	Modélisation des ressorts	63
	Conclusion.....	65

CHAPITRE 5 : RESULTATS D'ANALYSES ET INTERPRETATIONS.

5.1.	Introduction.....	66
5.2.	Facteurs de comparaison	66
5.2.1.	La raideur initiale K_e	66
5.2.2.	La raideur de la structure au point de performance K_p	66
5.2.3.	La demande en ductilité μ_d	66
5.2.4.	L'indice de dégradation global I_d	67
5.3.	Présentation des résultats et interprétations	67
5.3.1.	Structure R+3	67
5.3.2.	Structure R+6.....	79
5.3.3.	Structure R+9	87
5.4.	Influence de la hauteur sur le comportement de la structure.....	95
	Conclusion.....	97

CONCLUSION GENERALE.....98

ANNEXE.....99

Introduction générale

Introduction générale

Les séismes font partie des cataclysmes naturels les plus dévastateurs. Ils sont responsables de la destruction de villes entières, la cause de la mort de millions de personnes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts, des barrages... capables de résister aux forces engendrées par les tremblements de terre. A cet effet, la prévention de l'aléa sismique et la connaissance du comportement des structures est nécessaire. Pour y parvenir il est indispensable de porter intérêt à l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui est une estimation des dommages qu'une structure, ou bien un élément de cette structure, peut atteindre et même dépasser lors d'un séisme.

Le problème fondamental du calcul parasismique réside dans la détermination de la réponse d'une structure à des mouvements sismiques forts ou modérés. En général, les structures ont un comportement linéaire tant qu'elles sont soumises à des séismes de faibles intensités, mais il est bien connu que pour celles soumises à des séismes majeurs, le comportement devient non-linéaire et il en résulte l'apparition de déformations inélastiques (irréversible). Par conséquent le calcul linéaire devient insuffisant et le recours à un calcul non-linéaire apparaît plus réaliste et mieux adapté, pour satisfaire le compromis sécurité-économie. Pour cette raison notre étude sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non-linéaire « Push-over ».

La réduction de la vulnérabilité d'une structure nécessite une bonne connaissance des matériaux, de leurs réactions face à des sollicitations dynamiques, mais aussi et surtout une bonne connaissance des conditions aux limites de la structure, c'est à dire l'interface entre le lieu où ces sollicitations prennent naissance et la structure elle-même. Le terme générique désignant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol-structure (ISS). D'où, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones où la réponse dynamique des sols peut changer celle des structures soumises à l'excitation sismique.

Pour cela nous tenterons d'explorer d'après ce travail l'influence de l'ISS sur le comportement non-linéaire des structures. Une comparaison entre trois structures (R+3), (R+6) et (R+9) en portique en béton armé sera évalué pour les deux cas de figures (encastrée et avec ISS), ainsi la modélisation numérique de ces dernières par logiciel SAP 2000/V 14, en utilisant la méthode de capacité spectrale ATC40.

La prise en compte de l'ISS est effectuée avec les différents types de sol proposé par le règlement parasismique Algérien (RPA/V 2003). Ces derniers sont modélisés à l'aide d'éléments ressort, dont la raideur sera calculée par la méthode de « Newmark-Rosenblueth ».

Afin de réussir ce projet, le manuscrit est subdivisé en 5 chapitres. Tout d'abord, il est intéressant de donner un aperçu et quelques généralités sur le comportement sismique des structures, ainsi de citer les méthodes d'analyse les plus utilisées. Ceci fait l'objet du 1^{er} chapitre.

Le 2^{ème} chapitre est composé de deux parties, la première partie vise à éclaircir en détail la méthode statique non linéaire « Push over », et de présenter les étapes de réalisation de cette analyse, ainsi de décrire quelques paramètres de la push-over (déplacement cible, rotules plastiques, courbe de capacité et point de performance...). En ce qui concerne la deuxième partie, son but est d'expliquer le phénomène de l'interaction sol-structure et de citer les différentes méthodes d'applications de cette dernière.

Ensuite le 3^{ème} chapitre est consacré à présenter les trois structures étudiées (description structurelle, caractéristiques des matériaux). Puis le prédimensionnement des éléments (plancher, poutres, poteaux), ainsi la descente de charges et le ferrailage des poteaux et poutres. En dernier un calcul des fondations a été déterminé pour les semelles isolées et le radier général.

Dans le 4^{ème} chapitre nous avons mentionné toutes les étapes de modélisation de la méthode non-linéaire push-over. Puis celle du sol, en premier lieu par la modélisation des fondations, ensuite le calcul des raideurs par la méthode de « Newmark-Rosembueth » et en dernier lieu la modélisation des ressorts.

Pour le 5^{ème} chapitre une présentation des résultats obtenus de chaque modèle (R+3, R+6 et R+9) pour chaque type de sol a été faite. Ainsi que l'évaluation de la capacité sismique des structures. La question posée est : cette capacité peut-elle satisfaire la demande sismique ?

Enfin, notre étude est achevée par une conclusion qui répond à la problématique posée.

Chapitre 1

Comportement sismique des structures.

Chapitre 1 : comportement sismique des structures.

1.1 Introduction

Lors d'un séisme, les sollicitations mécaniques que ce dernier engendre sont diverses et il est certain qu'une bonne connaissance de son action permettrait de mieux construire. Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va-et-vient. Le mouvement est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol. Les constructions sont liées au sol par leurs fondations, éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol). Les éléments de construction solidaires du sol suivent ces déplacements du fait de leur masse, par inertie les parties présentes en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure [1].

Les scientifiques nous expliquent comment une structure se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet des secousses. Les phénomènes internes à la structure qui peuvent amener à sa ruine sont multiples. Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur [2]. Pour cela dans ce qui suit nous donnons les notions liées à la sismicité du sol.

1.2 La sismicité

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes permet de prévoir leurs actions sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction [3]. On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme :

- Les ondes de fond
- Les ondes de surface

1.2.1 Les ondes de fond

Elles se propagent à l'intérieur de la terre et comprennent les ondes P et les ondes S.

- Les ondes P (primaires) sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.
- Les ondes S (secondaires) sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde [4].

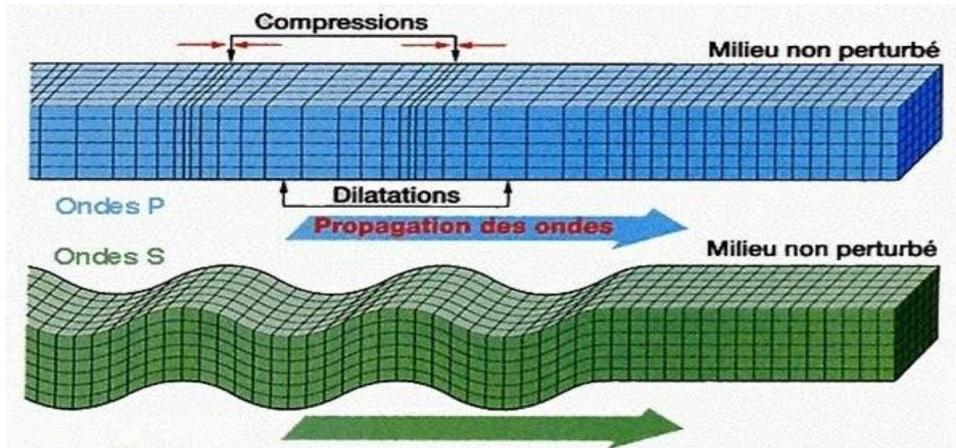


Figure 1.1 : Propagation des ondes de fond.

1.2.2 Les ondes de surface

Ces ondes ne se propagent qu'en surface et comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

- Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.
- Les ondes de Rayleigh ou ondes R sont assimilables à une vague, les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

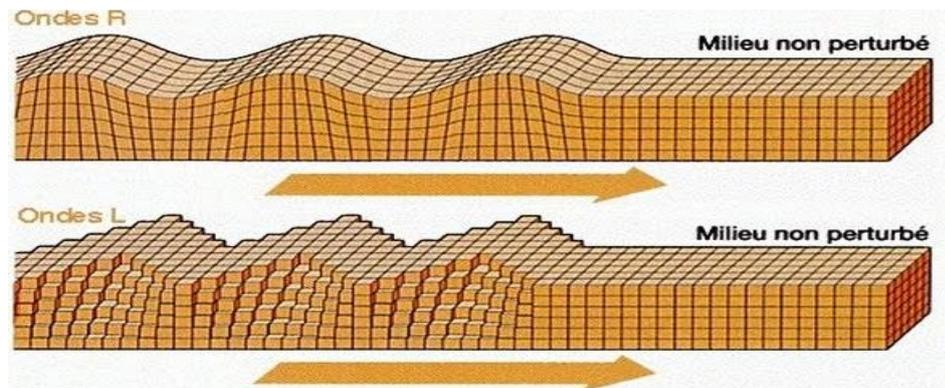


Figure 1.2 : Propagation des ondes de surface.

1.3 Effets du séisme

Le glissement sur la faille génère des ondes sismiques qui vont se propager dans la terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Au cours de ce trajet, elles traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques...), ce qui va perturber leur propagation et accroître la complexité du signal sismique. Certaines caractéristiques de site peuvent considérablement amplifier les oscillations du sol. Les bâtiments qui y sont implantés peuvent parfois subir des charges sismiques jusqu'à cinq fois plus élevées que les constructions similaires situées dans une zone moins dangereuse. Les destructions y sont donc fréquentes [5].

1.3.1 Effets directs

L'action du sol sur les ouvrages est de type oscillatoire ou résultant d'un déplacement différentiel, ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols ou à la présence des sols mous de forte épaisseur [6]. Si ces ouvrages ne parviennent pas à absorber l'énergie mécanique qui leur est transmise, ils finissent par se déformer, se fissurer, voir s'effondrer. Toutefois, toutes les constructions ne réagissent pas de la même manière sous l'action d'une force identique.

1.3.2 Effets de site

Parmi lesquels, on trouve :

- Topographies amplifiant l'action sismique (Butte, crête, bord de falaise) : La réflexion des ondes sismiques à l'intérieur de ces reliefs peut amplifier les secousses.
- Les tsunamis : Un choc sismique violent au fond de la mer peut provoquer un tsunami. Ce phénomène peut être particulièrement destructeur. Il peut survenir plusieurs heures après le séisme sur des sites se trouvant à des milliers de kilomètres de l'épicentre. Dans certains pays ce phénomène a causé énormément de dommage, lors de l'observation d'un éventuel tsunami par satellite, une alerte à l'évacuation des rivages est lancée.[7].
- Sols alluvionnaires de forte épaisseur amplifiant l'action sismique : La réflexion des ondes sismiques prisonnières à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le substratum rocheux a pour conséquence d'amplifier certaines composantes des secousses sismiques qui peuvent être très sous-estimées par la réglementation. Pour les constructions fondées sur des sols mous de forte épaisseur, il s'y produit en général une amplification importante des amplitudes d'oscillation [8].

1.3.3 Effets induits

Les effets induits sont des grands mouvements de sols déclenchés par les secousses sismiques. Ils peuvent provoquer la perte de toute une construction, parasismique ou non. Il s'agit principalement des phénomènes suivants :

- Liquéfactions et tassements des sols : Sous l'action des ondes P qui se propagent dans les milieux liquides, la pression d'eau interstitielle entre les grains du sol augmente et leur fait perdre leur cohésion. La couche devient localement et momentanément liquide dans l'épaisseur de sol concernée qui peut être plus ou moins importante. Au-delà de 15m de profondeur, la masse des couches superficielles exerce une contrainte assez élevée pour s'opposer à l'augmentation de pression d'eau [8].
- Eboulement rocheux et glissement de terrain (chute de blocs) : Sous l'effet des secousses, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants peut glisser vers l'aval, la terre, les roches et les bâtiments situés sur les sols instables. La stabilité des sols en pente se calcule en tenant compte de leur cohésion, de la saturation en eau, de l'inclinaison de la pente et des intensités possibles des séismes régionaux [8]. Sur les versants, les glissements de terrain et les éboulements rocheux déclenchés par un tremblement de terre sont assez fréquents. Ils peuvent entraîner la perte totale des ouvrages qui y sont implantés. Même un séisme de faible intensité peut provoquer un glissement de terrain ou un éboulement [5].

1.4 Réponse des structures face au séisme

Comme un caillou choquant la surface d'un lac, le choc sismique entraîne la propagation d'ondes dans le sol à une certaine vitesse [2]. Lorsque les secousses sismiques atteignent les bâtiments, ils oscillent sur leurs fondations. Si les mouvements d'oscillation sont trop forts, les bâtiments peuvent être endommagés ou complètement ruinés. Le degré d'endommagement d'un bâtiment dépend de la magnitude du séisme, de la distance du bâtiment au foyer sismique, des caractéristiques du bâtiment, mais aussi des conditions de sol sous le bâtiment qui peuvent modifier les vibrations sismiques [9].

1.4.1 Action sismique

L'action d'un séisme sur une structure se traduit par un déplacement du sol variable dans le temps $U_g(t)$, qui implique des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées. (Figure 1.3)

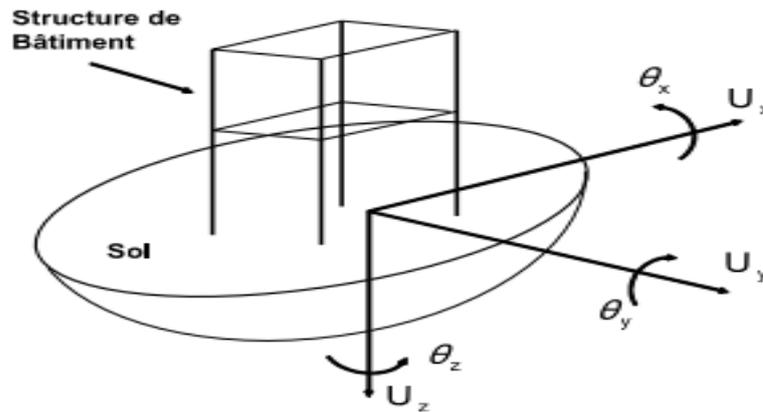


Figure 1.3 : L'action sismique sur une structure [10].

Le mouvement sismique peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une composante verticale V_z . Il est utile de savoir que la composante verticale peut être de même ordre que la composante horizontale au voisinage de l'épicentre. Plus nous nous éloignons de cet épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale.

L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable que le mouvement horizontal. D'autant plus, du fait, que les structures sont réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante, alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [7]. L'accélération du sol au niveau de la base de la structure produit une force d'inertie $F(t)$ qui est le produit de la masse de la structure par l'accélération totale de celle-ci.

$$F(t) = \text{Masse} \times \text{accélération totale}$$

L'accélération totale de la structure est égale à la somme de son accélération relative par rapport à son axe vertical et l'accélération du sol enregistrée [11].

1.4.2 Notion de déformation

1.4.2.1 Déformations élastiques

Avant de s'endommager, le bâtiment se déforme plus ou moins, selon qu'il est plus ou moins raide ou flexible. Un bâtiment flexible stocke davantage d'énergie. Le comportement flexible limite les contraintes : Pour des raisons de « bon fonctionnement » et de stabilité générale de la construction on ne peut pas laisser un bâtiment se déformer beaucoup sans casser, même si cela peut sembler la solution idéale. On ne tolère pas plus de 2-3 cm par étage d'après l'RPA99/2003.

La construction est étudiée pour « peu » se déformer et résister. En cas de résonance, les contraintes peuvent augmenter rapidement sur certains éléments dont la rupture se fera brutalement, si les dispositions constructives propres aux zones sismiques ne sont pas respectées mais aussi si la violence des secousses a mal été estimée, c'est la ruine assurée [12].

1.4.2.2 Déformations plastiques (endommagement irréversible)

Les déformations plastiques traduisent l'aptitude des matériaux à s'endommager progressivement sans se disloquer. Elles retardent la rupture totale. Dans le respect des règles parasismiques, l'architecte et l'ingénieur définissent des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de contrôler les déformations. Ces dispositions permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler l'endommagement et prévenir l'effondrement en empêchant la rupture brutale. On peut retenir l'image d'une barre de caramel mou ou d'une tige d'acier doux qui, si on les déforme trop, peuvent rester endommagés définitivement mais sans casser. On appelle ce comportement « la ductilité ». Les règles de construction parasismique expliquent comment on peut obtenir ce résultat de façon plus ou moins remarquable selon le type de matériau et de structure [12].

1.4.2.3 Intérêt de l'endommagement dissipatif

Les frottements alternés sur les zones endommagées par les secousses dissipent une partie de l'énergie cinétique injectée par le séisme, sous forme de chaleur, et du coup atténuent la réponse sismique de la structure. Phénomène d'amortissement. En outre, la structure endommagée est moins raide, du coup les périodes d'oscillation du bâtiment s'allongent, c'est favorable si les nouvelles périodes ne correspondent pas à celle du sol [12].

1.5 Paramètres influant la réponse des structures

Les structures se déforment de manière différente, en fonction de plusieurs facteurs, leurs formes (un poteau se déforme plus qu'un voile), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (qui engendrent des forces d'inertie différentes) et la nature des liaisons entre les éléments. Nous nous intéresserons à l'influence des paramètres suivants :

- Influence des matériaux.
- Influence de la hauteur.
- Influence de la masse.
- Influence de la sismicité de la région et la nature du sol.

1.5.1 Influence des matériaux

La résistance d'un ouvrage à l'action sismique dépend essentiellement des résistances caractéristiques des matériaux constitutifs. Si les éléments principaux qui constituent un ouvrage sont de qualité médiocre, cela influencera sur la résistance de la structure globale à l'action sismique. [9].

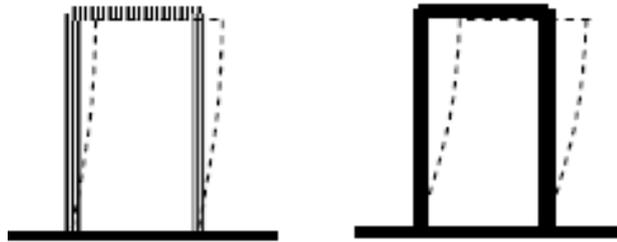


Figure 1.4 : Influence des matériaux sur la déformée de la structure.

1.5.2 Influence de la hauteur

Un autre élément important à prendre en compte est la hauteur du bâtiment. En effet, lors d'un séisme, les structures vont avoir tendance à se comporter, d'une certaine manière, comme des oscillateurs [13].



Figure 1.5 : Influence de la hauteur sur la déformée de la structure.

1.5.3 Influence de la masse

Le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme dépend également de sa masse. Pour comprendre nous pouvons prendre l'exemple d'un pendule inversé. D'un point de vue mécanique, un pendule inversé auquel on applique une poussée périodique peut être convenablement assimilé à un bâtiment soumis à un séisme. Ainsi, plus sa masse sera importante, plus sa fréquence propre sera faible [13].

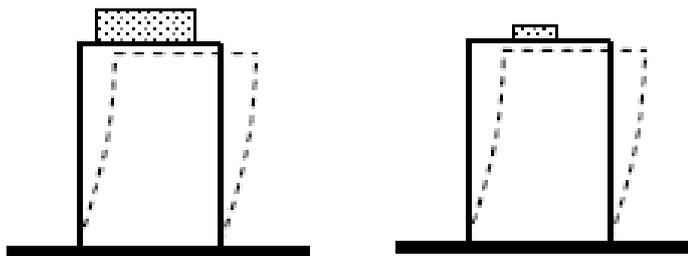


Figure 1.6 : Influence de la masse sur la déformée de la structure.

1.5.4 Influence de la sismicité de la région et la nature du sol

L'implantation d'un ouvrage nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse. La qualité du sol joue un rôle important et c'est pourquoi, entre autres, le roc dur en place est à choisir plutôt qu'un remblai artificiel ou un terrain meuble, trop souvent gorgé d'eau, et dès lors susceptible de se liquéfier sous l'effet des vibrations, et de devenir en quelques instants incapables de soutenir un bâti quelconque (dans ce cas, il aurait fallu construire sur pieux par exemple) [2].

Par ailleurs, il faut garder présent à l'esprit le risque des effets induits dus aux tremblements de terre, éboulements, glissements de terrain..., qui peuvent mettre gravement en péril plusieurs bâtiments, voir tout un quartier construit sur une zone pentue en remblai. La construction parasismique dépend donc beaucoup de la nature du sol, et les solutions techniques qui seront proposées pour un bâtiment ne seront pas toujours transposables à d'autres bâtiments.

1.6 Comportement linéaire et non-linéaire des structures

1.6.1 Comportement linéaire de la structure

La déformation élastique est définie comme une déformation sensiblement proportionnelle à la force qui la provoque (notion de linéarité) et qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible). L'étude de l'oscillateur simple permet de mettre en place les notions et le vocabulaire fondamental.

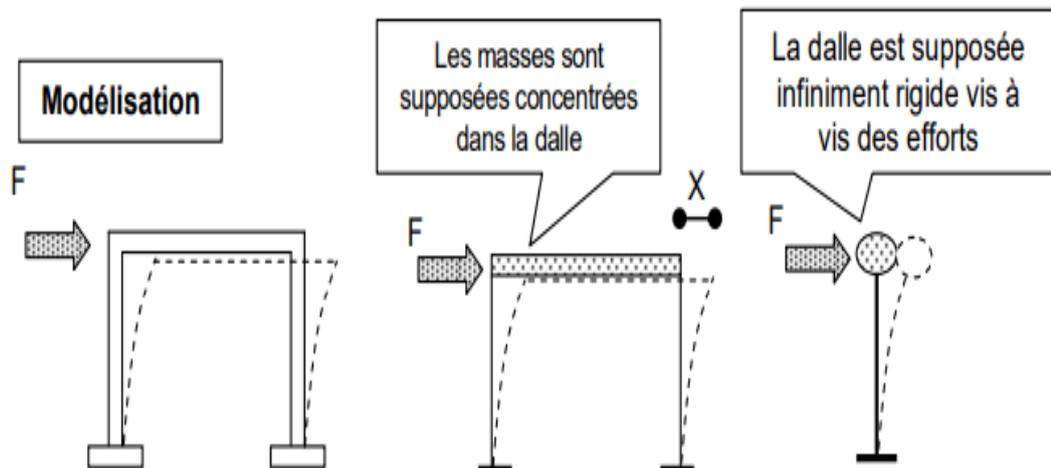


Figure 1.7 : Mouvement sismique selon l'axe X.

L'oscillateur simple, oscillateur linéaire à un seul degré de liberté, est soumis à un mouvement sismique, suivant x , appliqué à sa base [14]. (Figure 1.8)

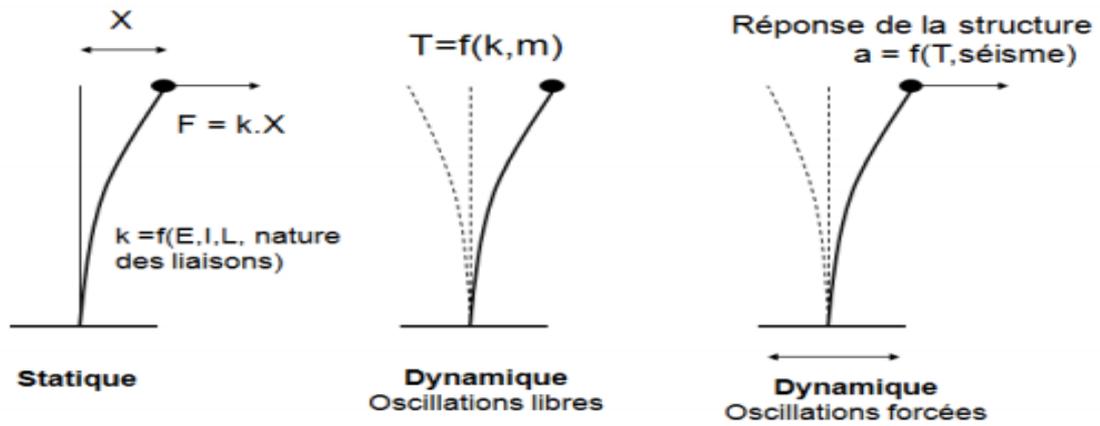


Figure 1.8 : Mouvement sismique d'un oscillateur simple selon l'axe X.

1.6.1.1 Méthode d'analyse linéaire

Les méthodes statiques linéaires présentées par les règlements RPA99/2003 et FEMA273 (Federal Emergency Management Agency) sont :

- Statique équivalente.
- Superposition modale spectrale.
- La méthode statique linéaire.

1.6.1.1.1 Statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Elle définit l'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée [15] :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) du RPA99/2003 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T). Il est donné par la formule (4.2) du RPA99/2003.

Q : Le facteur de qualité de la structure, donnée par la formule (4.4) du RPA99/2003 en 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.

R : Coefficient de comportement global de la structure il tient compte de la ductilité de la structure. Il est donné par le tableau (4.3) du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement.

W : Le poids total de la structure. Il est donné par la formule (4.5) du RPA99/2003.

1.6.1.1.2 Superposition modale spectrale

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des structures. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté. L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale [8].

1.6.1.1.3 La méthode statique linéaire

Selon le règlement FEMA273 (Agence Fédérale des Situations d'Urgence). Cette méthode se résume à la nécessité de calculer la période fondamentale d'un bâtiment par trois méthodes qui dépend de la hauteur, et de déterminer les actions et les déformations de ce dernier [16].

1.6.2 Comportement non-linéaire de la structure

Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, Cette étude s'appelle analyse non-linéaire des structures [14].

1.6.2.1 Système non-linéaire

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. La non-linéarité est incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique. Pour effectuer une analyse non-linéaire, il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force-déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire de chargement. Un tel modèle est nommé modèle hystérétique [14].

1.6.2.2 Les causes des non-linéarités

Diverses causes peuvent être à l'origine des non-linéarités. Elles peuvent être externes ou internes à la structure. Les causes internes de non-linéarité sont liées au comportement de la structure. En premier lieu, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont fortement sollicités. Leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité au sollicitation (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques. Dans le contexte parasismique on la désigne habituellement par l'effet de (P- Δ) [14].

1.6.2.3 Types des non-linéarités

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis : SAP2000, ABAQUS, ROBOT, ANSYS, ADINA, ...

a. Non-linéarité géométrique

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées, ou de structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement [17].

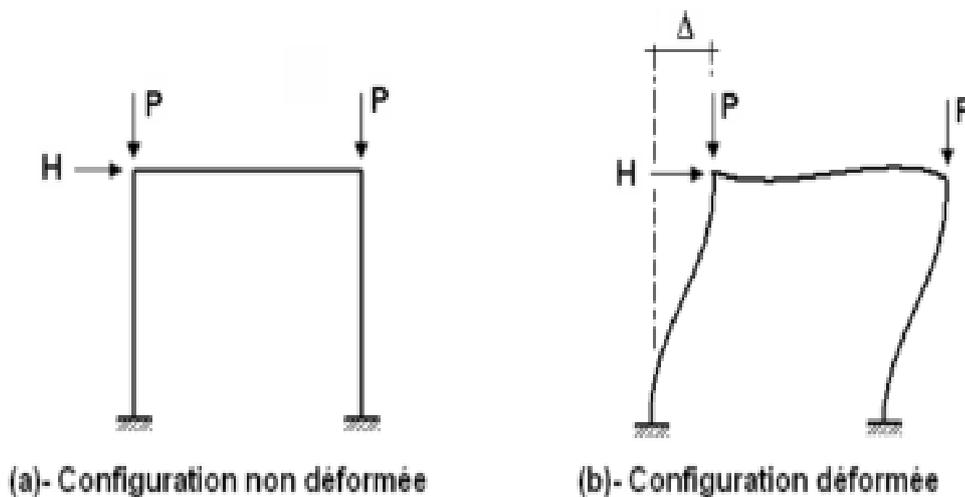


Figure 1.9 : Effet de changement de géométrie (P - Δ).

b. Non-linéarité matérielle

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure.

Dans une analyse classique, il n'y a que la partie linéaire (O-A) (voir Figure 10) du diagramme (Contraintes-Déformations) qui est exploitée. Afin de mener un calcul plus exact, plus économique et loin des coefficients de sécurité imposés par les anciens règlements, la plastification des sections métalliques ou l'écrasement et la fissuration des sections en béton peuvent être prise en compte par l'ajout des parties restantes des courbes de comportement [17].

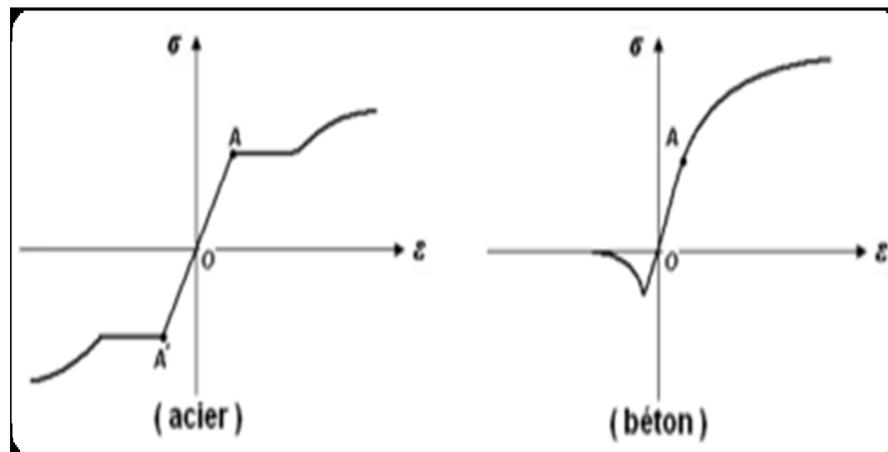


Figure 1.10 : Diagrammes (Contraintes Déformations).

1.6.2.4 Méthodes d'analyse non-linéaire

Sous de fortes charges sismiques, les structures subissent d'importantes déformations inélastiques et des variations des caractéristiques mécaniques en fonction du temps, par conséquent, des procédures d'analyses inélastiques sont exigées pour prendre en compte le comportement réaliste des structures et pour maîtriser le mode d'endommagement des structures. Ce type de procédure utilise généralement deux méthodes d'analyse : méthode temporelle (time history) et l'analyse statique non-linéaire (push-over) [18].

L'analyse non-linéaire temporelle est la méthode la plus précise, elle requiert la définition de plusieurs paramètres tels que lois de comportement, dégradation de la rigidité, etc. De plus, dans cette méthode les équations du mouvement sont intégrées pas à pas (intégration incrémentale), par conséquent, elle demande un volume de stockage de mémoire et un temps d'exécution très important. En contrepartie, l'analyse statique non-linéaire (push-over) est une méthode de plus en plus utilisée du fait de sa simplicité pour l'évaluation de la réponse sismique des structures en prenant en compte les caractéristiques non-linéaires des matériaux [18].

- **L'analyse push-over**

La méthode d'analyse statique non-linéaire push-over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. Cette dernière, consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet [19].

Conclusion

Le présent chapitre a fait l'objet de la description des effets du séisme, la réponse des structures vis-à-vis de ce dernier et les paramètres qui l'influence, en particulier l'effet du sol. Pour une évaluation du comportement des structures, des méthodes d'analyse ont été cités et la méthode d'analyse non-linéaire utilisée dans notre projet est la push-over qu'on détaillera dans le chapitre suivant.

Chapitre 2

La méthode d'analyse « Push-over ».

Chapitre 2 : La méthode d'analyse « Push-over ».

2.1 Introduction

Pour se protéger des destructions pouvant être occasionnées par les tremblements de terre, des règlements parasismiques ont été adoptés par les pays dotés de zones sismiques. Ces règles, lorsqu'elles sont bien appliquées, permettent aux nouvelles constructions un niveau de protection acceptable. Pour l'application de ces règles, de nombreux pays, y compris à sismicité modérée ont pris conscience de la vulnérabilité des centres urbains situés en zones sismiques et de la nécessité d'une évaluation sismique du bâti, en vue d'estimer les dommages, les coûts et les victimes pour des scénarios possibles et tenir compte des priorités de renforcement.

Afin de s'approcher le plus du comportement réel, on utilise la méthode d'analyse statique non-linéaire « push-over » qui prend en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique [20].

2.2 Description de l'analyse push-over

L'analyse statique non-linéaire par poussée progressive communément appelée analyse push-over permet d'interpréter le progrès de la courbe globale de capacité de la structure, C'est une méthode approximative dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales qui se produisent à la suite d'une accélération du sol. Ces charges latérales croissent d'une façon monotone jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément structural (apparition des rotules plastiques).

Les charges latérales sont à nouveau appliquées jusqu'à ce que d'autres éléments structuraux supplémentaires atteignent la résistance plastique. Ce processus se poursuit jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou, jusqu'à ce que la structure devienne instable [21].

2.3 But de l'analyse push-over

L'analyse push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse des structures qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique (linéaire), d'où de déterminer le comportement réel de cette dernière. D'après les chercheurs cette analyse nous permet [21] :

- D'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure.
- De connaître quels sont les modes des ruines possibles.
- D'approcher d'avantage le comportement réel de la structure.
- D'identifier des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- D'évaluer des différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure.
- D'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception.
- D'évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcés.

2.4 Hypothèses d'élaboration de la méthode Push-over

L'analyse statique push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent en un seul degré de liberté [21].

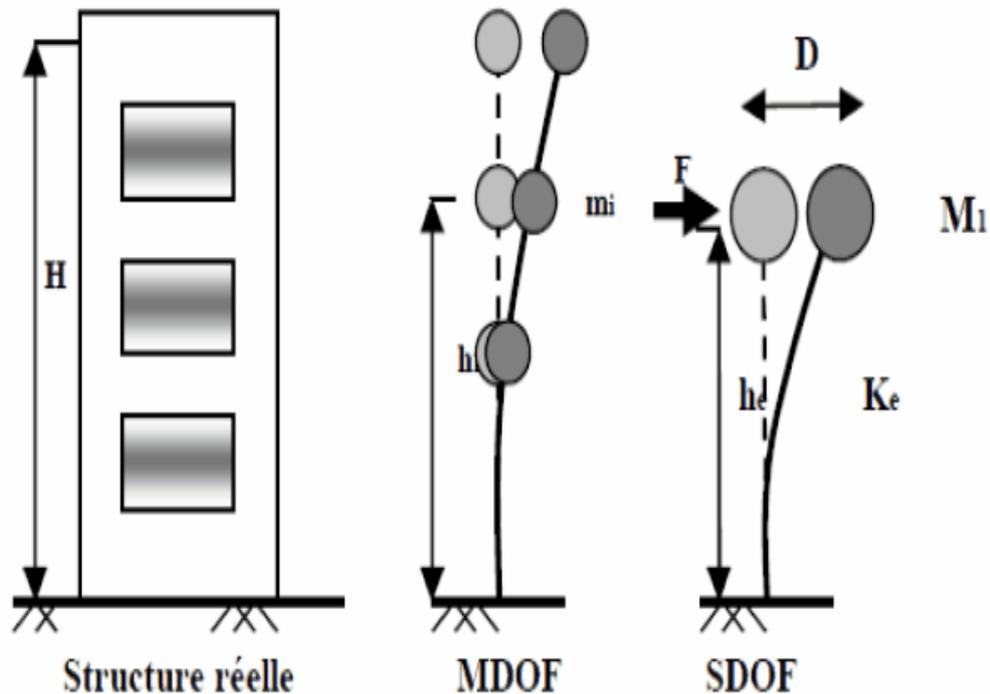


Figure 2.1: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [24].

2.5 Les avantages de l'analyse push-over

L'avantage de l'analyse push-over est qu'elle s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. Elle fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire [23].

La procédure statique non-linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur sa performance. D'ailleurs, la procédure statique non-linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte dans le processus de conception du point de vue pratique, les procédures statiques non-linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non-linéaires [24].

2.6 Les limites de l'analyse push-over

Comme la méthode statique non-linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations. Les caractéristiques du système à plusieurs degrés de liberté devraient être incorporés au modèle équivalent de celui à un seul degré de liberté, si la demande de déplacement est affectée par la dégradation de rigidité, détérioration de force, effets $p-\Delta$. On s'attend à ce qu'également le soulèvement de base, les effets de torsion et les diaphragmes semi-rigides affectent le déplacement cible. Ainsi, elle est en principe imprécise pour des structures où les effets des modes plus élevés sont significatifs, et il peut ne pas détecter les faiblesses structurales qui peuvent être produites quand les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique local [25].

On doit souligner que l'analyse push-over est approximative en nature basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de push-over exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes [25].

2.7 Distribution des charges latérales

L'utilisation de la méthode d'analyse push-over pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale (Figure 2.2) d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux [23].

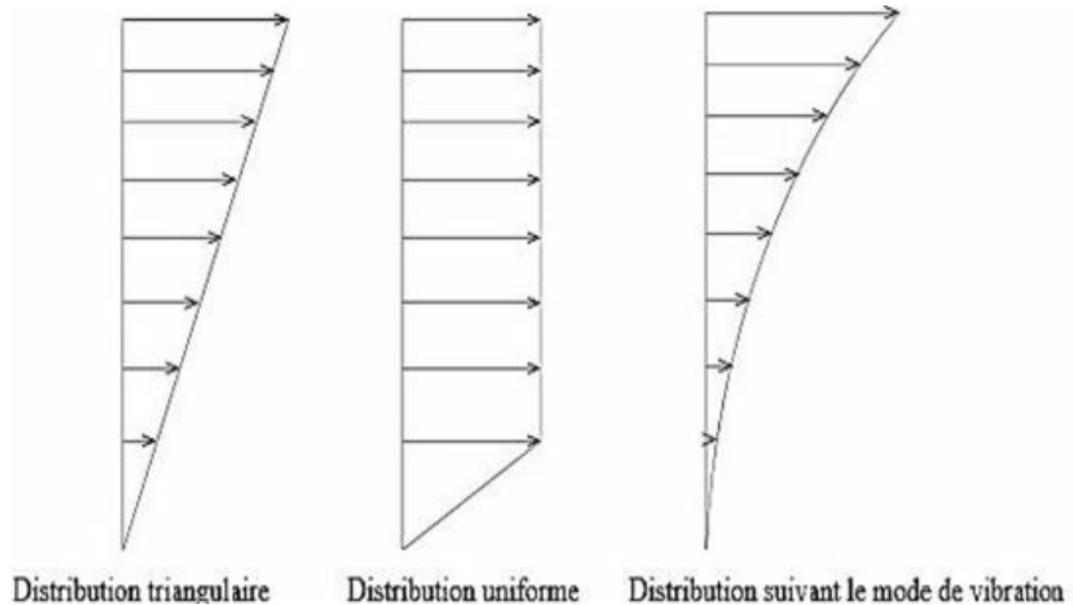


Figure 2.2: Distribution des forces horizontales de la structure [23].

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle [21].

2.8 Les étapes de la méthode Push-over

Pour la réalisation d'une analyse push-over il est nécessaire de suivre les étapes suivantes [26] :

- Définition des rotules plastiques dans le modèle de calcul de la structure.
- Affectation des propriétés non-linéaires aux rotules (diagrammes force-déplacement ou moment-rotation).
- Analyse modale de la structure pour définir un seul mode propre.
- Définition du jeu de forces transversales (ces forces dépendent du type de matrice de masse utilisée dans l'analyse modale).
- Définition du nœud de contrôle et de la direction et valeur du déplacement admissible.
- Définition des paramètres de l'analyse non-linéaire.
- Lancement de l'analyse non-linéaire, le résultat de cette analyse est une courbe de capacité $V = V(D)$, où les efforts tranchants sont définis en tant que sommes de réactions pour la direction donnée dues au jeu de forces transversales.

2.9 Paramètres de la push-over

Dans ce qui suit on citera 4 paramètres caractérisant l'analyse push-over.

2.9.1. Rotules plastiques

La rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversible et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [27].

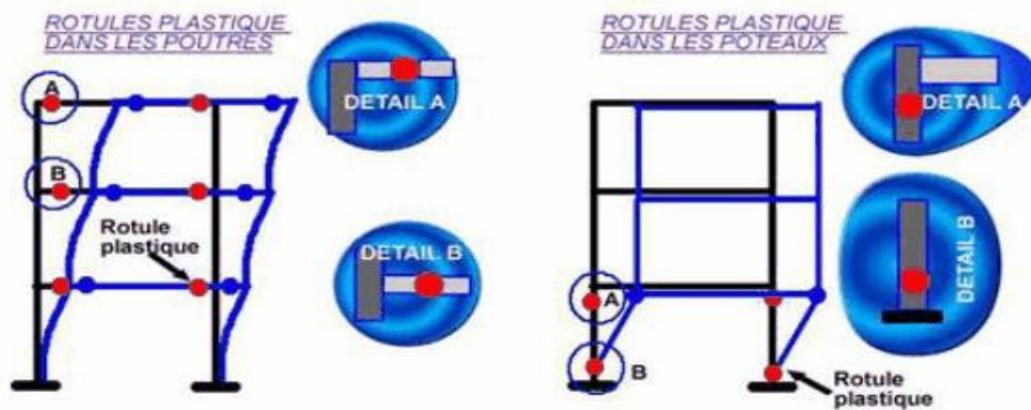


Figure 2.3 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres [27].



Figure 2.4 : Cas réel de rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres [21].

- **Formation des rotules plastiques**

L'analyse push-over nous permet d'évaluer l'état de comportement des éléments de la structure si ces derniers passent aux domaines plastiques, et vérifier l'emplacement des rotules plastiques dans les différents éléments structurels (poteaux, poutres). De préférence ces rotules plastiques doivent être formées dans les éléments horizontaux (poutres) plutôt que dans les éléments verticaux

(poteaux). Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique. L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique des éléments structurels dans toute la structure [28].

2.9.2. Nœud de contrôle

L'analyse statique non-linéaire exige la définition du nœud de contrôle dans un bâtiment, ces directives considèrent le nœud de contrôle comme étant le centre de la masse au sommet d'un bâtiment. Le déplacement du nœud de contrôle est comparé au déplacement cible un déplacement qui caractérise les effets de la secousse de tremblement de terre [21].

2.9.3. Déplacement cible

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement «cible», déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent «offre de déformation», à la «demande de déformation» correspondant au déplacement cible [29].

2.9.4. Courbe de capacité

La courbe de capacité est une représentation graphique de l'effort horizontale à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet, obtenue par l'analyse statique non-linéaire push-over, en général elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non-linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement jusqu'à la rupture, cette dernière est identifiée par une chute de l'effort à la base.

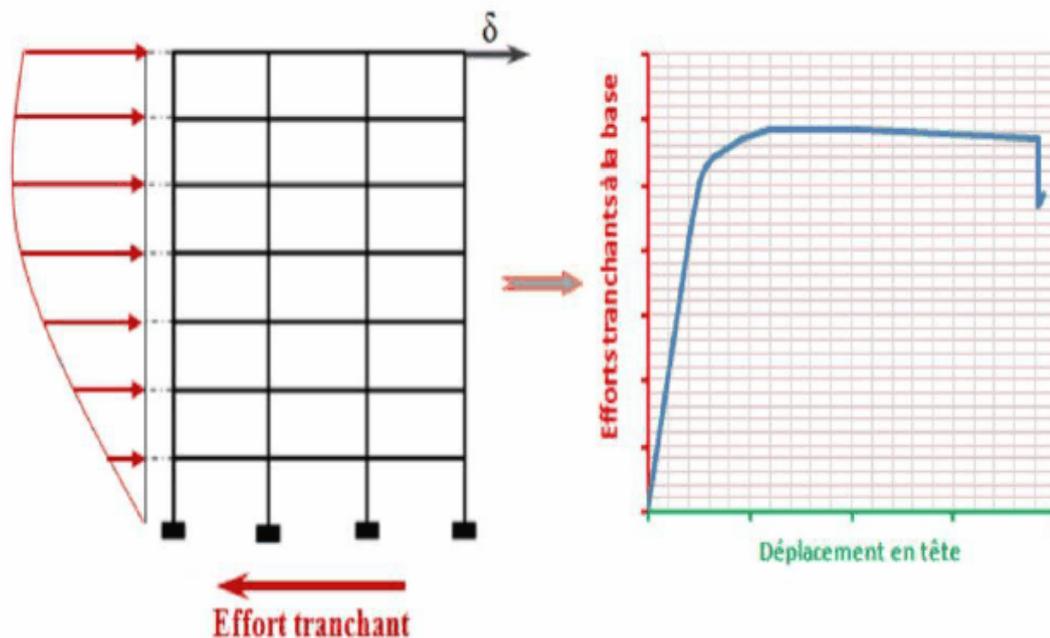


Figure 2.5 : Courbe de capacité (push-over) d'une structure [21].

La détermination de la courbe de capacité par l'analyse push-over, consiste à appliquer un chargement latéral statique monotone croissant, cette application de charge dépend directement de la réponse modale de la structure [26] et [30].

- **Niveaux d'endommagement**

La figure suivante représente la courbe de capacité avec des segments indiquant les étapes d'endommagement de la structure.

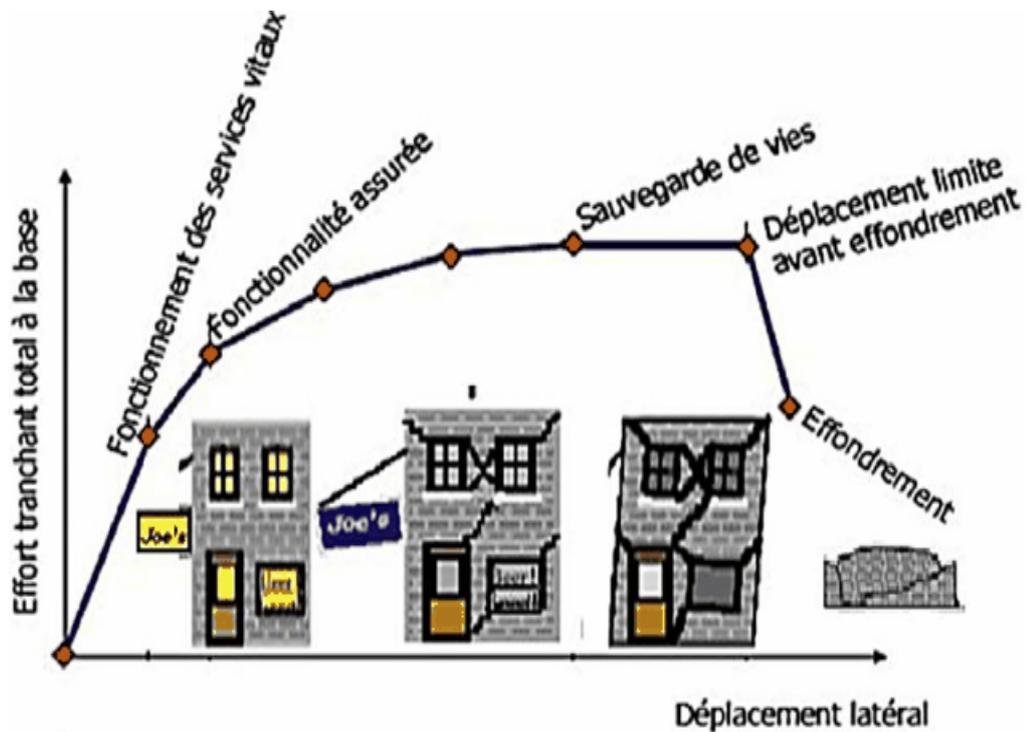


Figure 2.6: Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité [21].

- **Le premier niveau** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- **Le deuxième niveau** : l'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Le troisième niveau** : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

2.9.5. Le point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités [29].

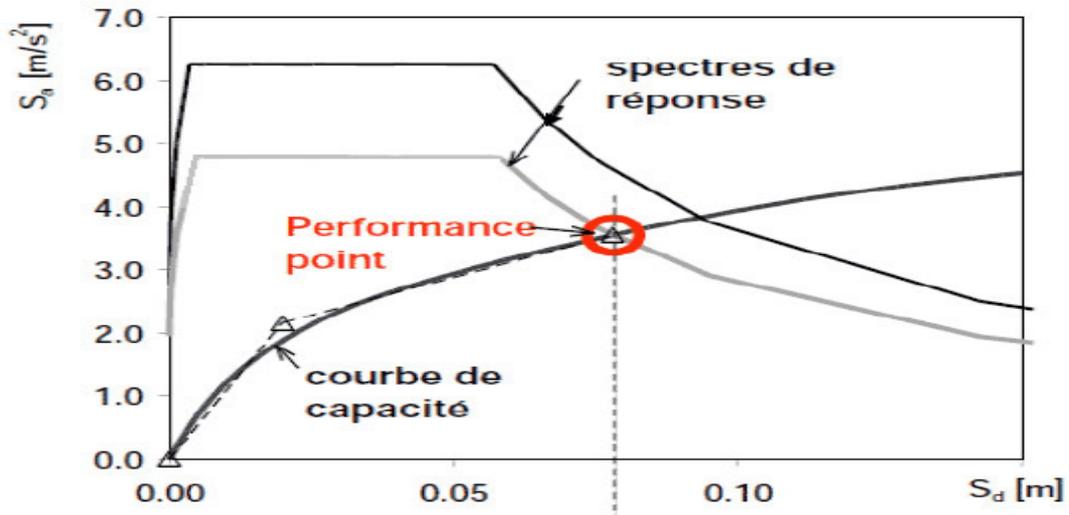


Figure 2.7: représentation de point de performance [31].

Le point de performance est l'intersection des graphes de capacité et la demande de spectre. Il correspond à un unique état de dommage, ce point nous permet de savoir si le mécanisme de ruine est dépassé ou non autrement dit si la structure est capable de satisfaire la demande sismique [27] et [32].

2.10 L'influence des paramètres sur le comportement de la structure

Dans cette partie, on va citer quelques paramètres qui peuvent avoir une influence considérable sur le comportement de la structure et sa performance sismique [31] :

- Système de contreventement.
- Qualité du système de contreventement.
- Capacité sismique.
- Diaphragme horizontal.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Entrechoquement.
- Conditions du sol
- Type de sol.

Nous nous intéresserons dans ce qui suit sur le paramètre du type de sol et les conditions de ce dernier qui seront important à considérer afin d'avoir une image sur l'influence du sol sur le comportement non-linéaire de la structure.

2.11 Interaction sol – structure

La réponse des structures dépend de la nature du mouvement du sol, ainsi que les propriétés dynamiques de l'ouvrage, Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur. La procédure la plus radicale pour éliminer l'influence de l'ISS est de considérer la structure parfaitement encastree dans le sol, hypothèse d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. En effet, les déformations du sol au droit du bâtiment sont négligeables devant les déformations dues à l'action sismique.

Le problème de l'ISS se pose particulièrement dans le cas de bâtiments massifs sur des sols meubles, il y a une intervention non négligeable du sol et une modification de la réponse de la structure [33].

2.11.1. Notion d'interaction Sol-Structure (ISS)

La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure. Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastree dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastree dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. La roche étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, deux phénomènes vont intervenir [33].

- **L'interaction cinématique** : le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. En effet par cette inclusion le champ de déplacement du sol va s'en trouver changé.

- **L'interaction inertielle** : le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement.

2.11.2. Nécessité de la prise en compte de l'ISS

Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie [36]. Il faut rappeler que c'est essentiellement la structure que l'on souhaite dimensionner et non pas le milieu extérieur. Par conséquent, limiter le plus possible l'interaction avec le sol à la fois pour des raisons du coût et à cause de la complexité de l'analyse à effectuer.

En dehors des projets de grande envergure pour lesquels l'ingénieur dispose de moyens suffisants pour aborder le comportement du système « sol + structure » dans son ensemble, la réalité des études courantes est un découplage systématique des modèles de calcul « géotechnique » et « structure » particulièrement quand il s'agit de problématiques de fondation. Les études de soutènement sont, le plus souvent, traitées par des modèles de calcul qui intègrent de manière plus ou moins poussée les effets d'ISS [36].

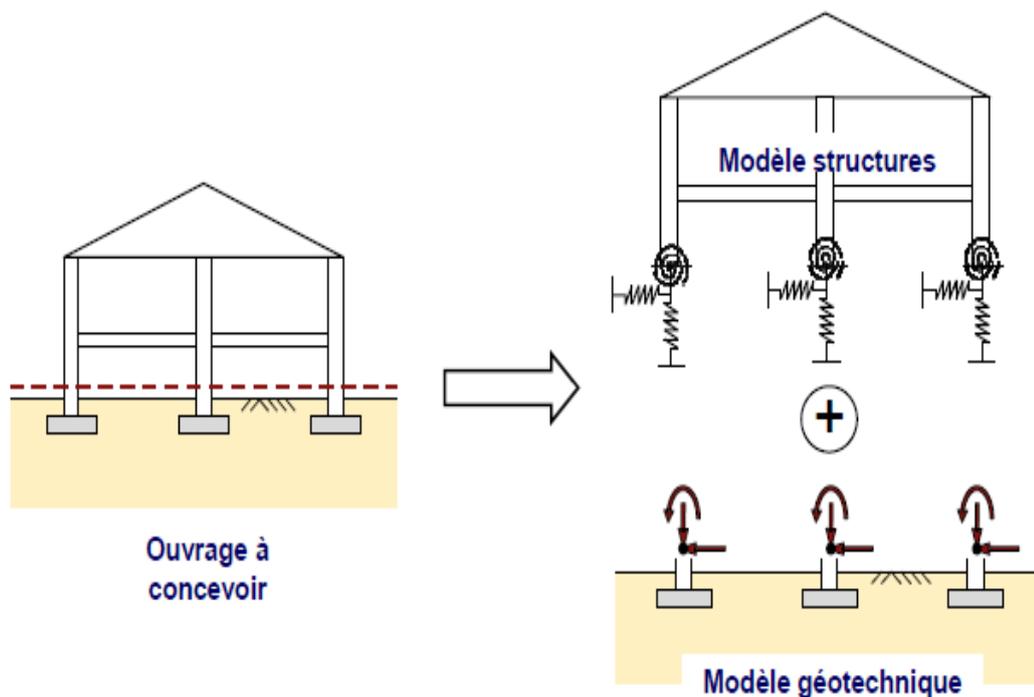


Figure 2.8 : Découplage usuel entre les modèles « géotechnique » et « structure ».

2.11.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure

Il existe trois grandes méthodes classiques pour tenir compte de l'interaction sol-structure dans une analyse dynamique :

- Méthodes globales.
- Méthodes de sous-structure.
- Méthodes hybrides.

A. Méthode globale

La méthode globale est une méthode efficace mais complexe en particulier à cause de son temps de calcul. Elle consiste à résoudre directement l'équation de l'équilibre dynamique régissant le comportement du système sol – fondation - structure. La figure 2.9 schématise la méthode globale [33].

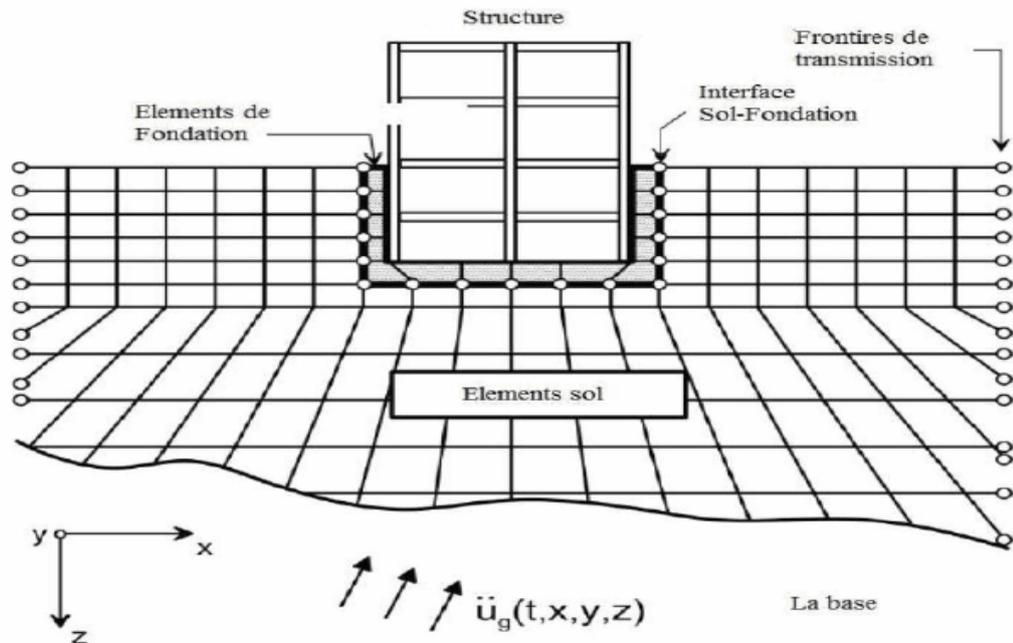


Figure 2.9 : schématisation de la méthode globale.

Le sol est souvent représenté comme un milieu continu modélisable par éléments finis. Aux limites entre la fondation et la structure et aux bords du maillage on place des frontières de transmission. Avec cette méthode, la prise en compte de l'ISS nécessite un très grand nombre d'éléments ce qui implique un coût du point de vue temps. Il est d'ailleurs assez difficile de définir de manière précise la frontière de ce massif de sol [33].

B. Méthodes de sous-structure

Actuellement, la méthode de sous-structure, est la méthode d'analyse la plus répandue et utilisée par les bureaux d'études. Sous l'hypothèse d'élasticité, le principe de superposition peut être appliqué pour résoudre le problème d'interaction en plusieurs étapes successives, chacune d'entre elles étant plus simple à résoudre que le problème global [34].

Cette méthode devient très intéressante dès lors qu'il est possible de résoudre de manière analytique ou par le biais de méthodes simplifiées certaines étapes de calcul. Des hypothèses simplificatrices sont souvent adoptées. Le schéma donné en figure 2.10 détaille les pas suivis pour résoudre le problème avec la méthode de sous-structuration [34].

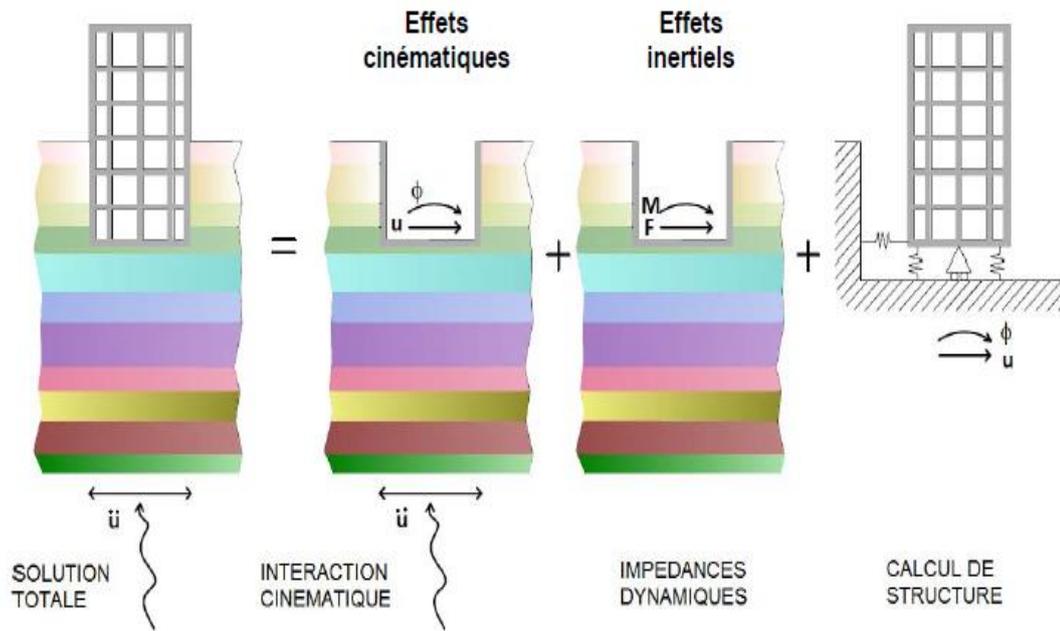


Figure 2.10 : schématisation de la méthode de sous-structure.

C. Méthodes hybrides : (concept de macro-élément)

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines.

- Le premier sous domaine : le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques.
- Le deuxième sous-domaine : le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire le domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis [34].

2.11.4. Modélisation de l'interaction sol-structure

La modélisation la plus fréquente de l'ISS suppose que la structure soit fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal, avec des propriétés mécaniques connues et constantes au cours du séisme, et que le mouvement sismique sollicitant la structure soit des ondes de volume se propageant verticalement à partir d'un substratum horizontal. Afin de pouvoir modéliser l'interaction sol-structure, Les méthodes sont [35] :

- Méthode des éléments finis.
- Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH.

1. Méthode en éléments finis

Dans la méthode globale, la fondation de sol-structure est modélisée en utilisant la méthode des éléments finis. La différence entre la modélisation représentée sur les figures 2.9 et 2.10 est que la limite n'est pas fixe. Le mouvement du sol, représenté sur la figure 2.10, est spécifié sur le champ libre. Il est supposé que l'interaction cinématique est insignifiante et le mouvement en champ libre au sol est le mouvement par lequel le massif de fondation se déplace. Les forces d'inertie agissant sur la structure produisent des vibrations dans la structure, les fondations, et les masses du sol, aussi bien à l'interface sol-fondation qu'en dessous [35].

2. Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH

Cette méthode est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants. Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs, des amortissements du sol et des fréquences propres de la structure, ROSENBLUETH a introduit une masse virtuelle liée à la fondation du bâtiment, toutefois l'introduction d'une masse additionnelle à la base de la structure ne modifie pas sa réponse dynamique. On prend le nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur des fondations [35].

➤ Principe de la modélisation

Comme indiqué le sol est représenté par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, voir figure 2.11. Donc le sol sera modélisé par des ressorts horizontaux, verticaux et des ressorts de rotations. La raideur de ces ressorts est calculée par les formules de Newmark-Rosenblueth. Cette méthode est basée sur une réaction élastique et ne tient pas compte de la masse de sol participant au mouvement.

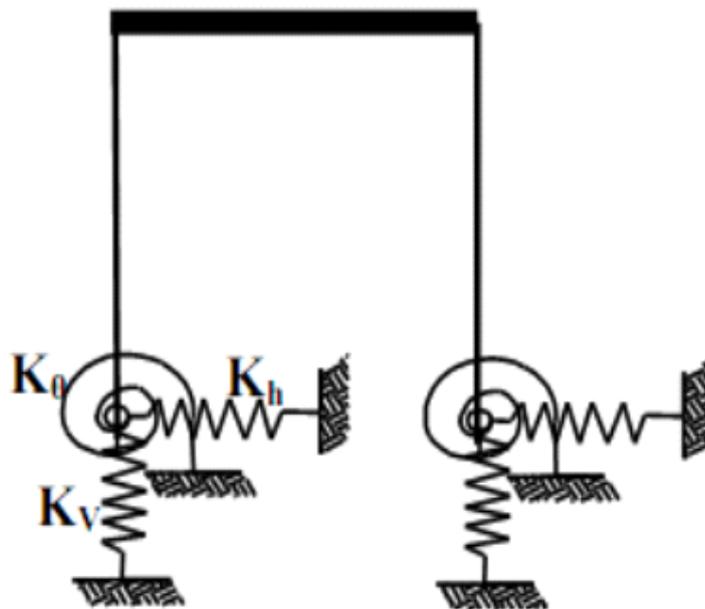


Figure 2.11 : Modèle tenant en compte de l'ISS.

➤ **Formule des raideurs selon NEWMARK-RESNBLUEH**

Les raideurs de ressorts de sol sont calculées à l'aide de relation donné dans le tableau 2.1, en considèrent les caractéristiques des sites données dans le tableau 2.2.

Tableau 2.1 : formule de calcul des raideurs de ressorts de sol.

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G_s}{(1 - \nu)} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1 + \nu) G_s \beta_x \sqrt{A}$
Rotation	$K_\theta = \frac{1 + \nu}{4} G_s \beta_\theta (a^2 + b^2) \sqrt{A}$
Balancement	$K_\theta = \frac{G_s}{(1 - \nu)} \beta_\theta a^2 b$

Avec :

A : Aire de la fondation.

a, b: Dimensions de la fondation .

$\beta_x, \beta_z, \beta_\theta$: Paramètres dépendant du rapport a/b.

ν : Coefficient de poisson.

G_s : Module de cisaillement du sol.

Tableau 2.2 : caractéristiques des différentes catégories de site RPA 99 (ver2003).

Site	Description	Vitesse (m/s)	G_s (MPa)
S1	Rocheux	≥ 800	35-90
S2	Ferme	≥ 400	7-29
S3	Meuble	≥ 200	1-7
S4	Très meuble	≥ 100	0.3-1.5

Les valeurs des coefficients sans dimensions du tableau 2.1 sont donnés par les abaques spécifiques (Figure 2.12) en fonction du rapport des dimensions de la fondation (b/a).

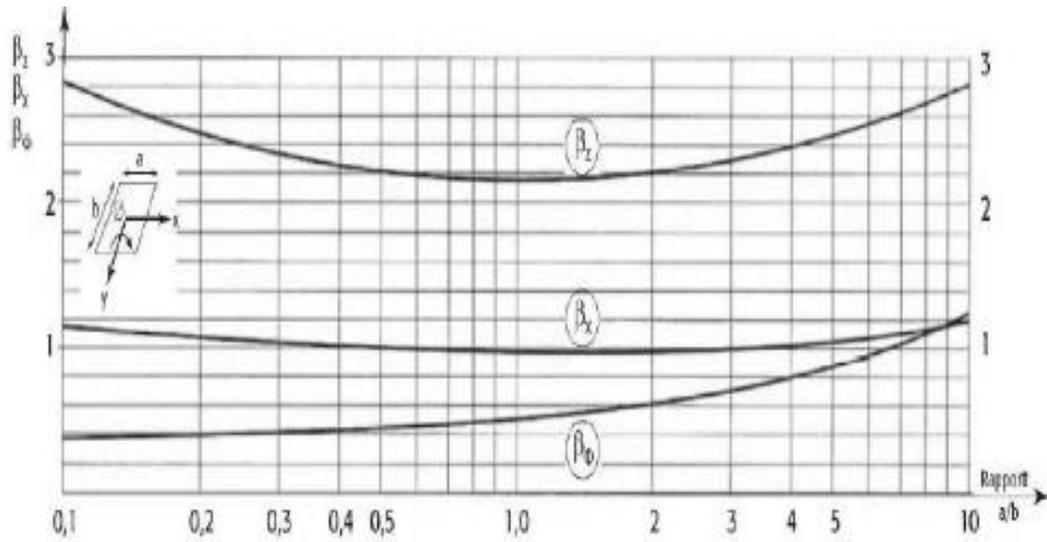


Figure 2.12 : Abaque de détermination des paramètres de la fondation B_z, B_x, B_0 .

Conclusion

Du point de vue de la conception, la méthode « push-over » est utile pour l'identification des éventuels mécanismes de défaillance locale ou globale. Les informations recueillies ci-dessus ont pour but la compréhension des aspects les plus importants de l'ISS, ainsi notre objectif est de faire la comparaison entre les structures encastrees et celles avec ISS. La présentation de ces dernières se fera dans le chapitre suivant.

Chapitre 3

Présentation des structures.

Chapitre 3 : Présentation des structures.

3.1 Introduction

Le présent chapitre a pour but de présenter les caractéristiques des structures étudiées, et de faire le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Ce dernier est le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et B.A.E.L.91. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres, poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

3.2 Aperçu sur les structures étudiées

Le présent projet consiste à étudier les modèles des bâtiments (R+3, R+6 et R+9) à usage d'habitation en portique auto-stable (poteaux, poutres) avec une terrasse inaccessible, les bâtiments sont encastrés à la base avec une portée de poutres égales à 3m dans les deux directions (voir figure 3.1). Les structures sont situées dans une zone à forte sismicité (Zone III). Les bâtiments sont considérés comme un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque la hauteur totale ne dépasse pas 48m suivant le RPA99/V2003. Les planchers sont en corps creux d'épaisseur (16+4)Cm.

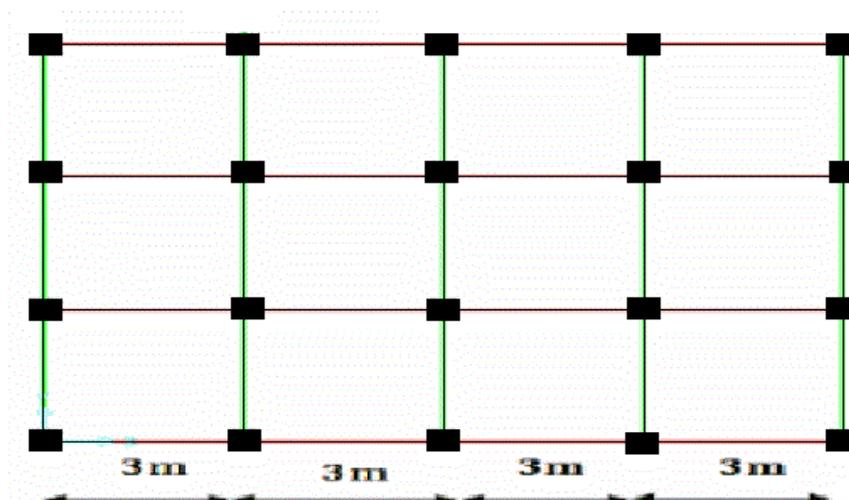


Figure 3.1 : Vue en plan des structures.

3.3 Caractéristiques géométriques

3.3.1 Les dimensions en élévation

Tableau 3.1 : Dimensions en élévation.

Dimensions en élévation	R+3	R+6	R+9
Hauteur totale (m)	13	22	31
Hauteur RDC (m)	4	4	4
Hauteur de l'étage courant (m)	3	3	3

3.3.2 Les dimensions en plan

Tableau 3.2 : Dimensions en plan.

Dimensions en plan	R+3	R+6	R+9
Longueur totale (m)	12	12	12
Largeur totale (m)	9	9	9

3.4 Description structurelle

3.4.1 Plancher

C'est une aire (une surface) plane destinée à séparer deux niveaux, qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant les fonctions suivantes :

- **Fonction résistance** : les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.
- **Fonction isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans nos structures les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux, ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place.

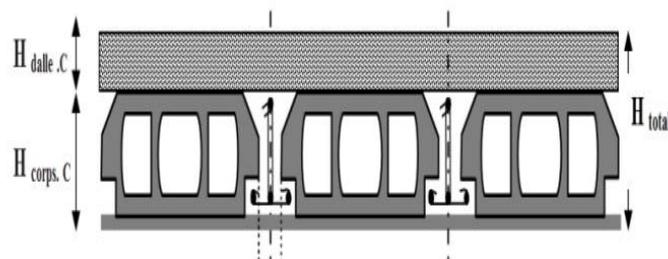


Figure 3.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

3.4.2 Poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux qui ont pour but de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

3.4.3 Poutre

Structure porteuse horizontale en béton armé, destinée à supporter des charges verticales qu'elle transmet à ses appuis. Il existe deux types :

- Poutre principale porteuse.
- Poutre secondaire non porteuse.

3.4.4 Fondation

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

3.5 Caractéristiques des matériaux

3.5.1 Béton

Le béton qui sera utilisé pour la construction doit être conforme aux règlements exigés par le B.A.E.L.91.

La masse volumique du béton armé est de 2500 Kg/m^3 .

La résistance à la compression est de : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Tableau 3.3: Caractéristiques du béton.

Contrainte de compression f_{cj}	25MPa
Contrainte de traction f_{tj}	2,1 MPa
Module de Young E	32000 MPa
Déformation ϵ_0	2.10^{-3}
Déformation ultime ϵ_u	$3.5.10^{-3}$

3.5.2 Acier

Les barres utilisées sont de haute adhérence de nuance FeE500, $f_e = 500\text{MPa}$.

Tableau 3.4 : Caractéristiques d'acier

Limite élastique f_e	500 MPa
Module de Young E_s	210000 MPa

3.6 Type de sol

Dans le chapitre suivant, nous allons étudier les trois structures sur 4 types de sol (selon le RPA.99/V 2003). Les sites sont classés en fonction de la vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s).

- Catégorie S1 (site rocheux) $V_s \geq 800$ m/s.
- Catégorie S2 (site ferme) $V_s \geq 400$ m/s.
- Catégorie S3 (site meuble) $V_s \geq 200$ m/s.
- Catégorie S4 (site très meuble) $V_s < 200$ m/s.

Par ailleurs, un tableau extrait du règlement américain UBC 97 (Uniform Building Code-97) a été utilisé pour classer les quatre types de sols cité dans le RPA 99/ V2003, en utilisant seulement les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, dans le but de déterminer les coefficients « Ca » (coefficient sismique d'accélération) et « Cv » (coefficient sismique de vitesse).

Tableau 3.5 : Type de sol selon le règlement américain UBC 97.

Site Class	Soil Profile Name	Average Properties in Top 30 m as per Appendix A		
		Soil Shear Wave Average Velocity, V_s (m/s)	Standard Penetration Resistance, N_{60}	Soil Undrained Shear Strength, s_u
A	Hard Rock	$V_s > 1500$	Not applicable	Not applicable
B	Rock	$760 < V_s < 1500$	Not applicable	Not applicable
C	Very Dense Soil and Soft Rock	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	$s_u > 100\text{kPa}$
D	Stiff Soil	$180 < V_s < 360$	$15 < N_{60} < 50$	$50 < s_u < 100\text{kPa}$
E	Soft Soil	$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$s_u < 50\text{kPa}$
E		Any profile with more than 3 m of soil with the following characteristics: <ul style="list-style-type: none"> • Plastic index $PI > 20$ • Moisture content $w \geq 40\%$, and • Undrained shear strength $s_u < 25$ kPa 		
F	(1) Others	Site Specific Evaluation Required		

Tableau 3.6 : Valeurs de coefficients sismiques Ca dans UBC 97.

Soil profile type	Coefficient Ca				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N_d
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N_d
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 N_d
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 N_d
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36 N_d

Tableau 3.7 : Valeurs de coefficients sismiques C_v dans UBC 97.

Soil profile type	Coefficient C_v				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _v
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40N _v
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56N _v
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64N _v
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96N _v

Les coefficients sismiques C_a et C_v sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 3.8 : Valeurs des coefficients sismiques C_a et C_v pour les 4 types de sol.

Type de sol RPA99	Type de sol UBC 97	C_a	C_v
Sol 1	Sol B	0.30	0.30
Sol 2	Sol C	0.33	0.45
Sol 3	Sol D	0.36	0.54
Sol 4	Sol E	0.36	0.84

3.7 Pré-dimensionnement des éléments

3.7.1 Plancher corps creux

L'épaisseur de plancher est conditionnée par la formule empirique suivante :

$$L/25 \leq e \leq L/20 \quad (L : \text{Plus grande portée dans le sens considéré.})$$

$$300/25 \leq e \leq 300/20$$

$$12 \text{ Cm} \leq e \leq 15 \text{ Cm}$$

Nous optons donc pour un plancher d'épaisseur $e = (16+4) \text{ Cm}$.

Tel que :

$d = 16 \text{ Cm}$ la hauteur du corps creux.

$h = 4 \text{ Cm}$ la hauteur de la dalle de compression.

3.7.2 Poutres

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules de B.A.E.L.91 suivantes :

$$L/15 < h < L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Sachant que :

L : est la plus grande porte de la poutre.

h : est la hauteur de la poutre.

b : est la largeur de la poutre.

En appliquant les formules nous aurons :

$$20 \text{ Cm} < h < 30 \text{ Cm}$$

$$9 \text{ Cm} < b < 21 \text{ Cm}$$

Nous choisirons une poutre de :

$$h = 40 \text{ Cm}$$

$$b = 30 \text{ Cm}$$

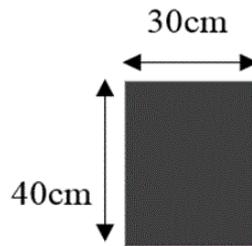


Figure 3.3 : Coupe transversale de la poutre.

Vérification des dimensions selon le RPA :

$$h \geq 30 \text{ Cm} \rightarrow 40\text{Cm} \geq 30 \text{ Cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b \geq 20 \text{ Cm} \rightarrow 30\text{Cm} \geq 20 \text{ Cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.33 \leq 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.7.3 Poteaux

L'effort normal maximal obtenu par la descente de charges doit vérifier l'inégalité suivante :

D'après le critère de résistance du B.A.E.L.91.

$$N_{ul} \leq \beta ((B_r \times F_{c28} / 0,9 \gamma_b) + A \times F_{c28} / \gamma_s) \dots\dots 1$$

Avec :

N_u : Effort normal maximal à l'ELU. L'évaluation de cet effort est définie par :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q.$$

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2Cm.

La section réduite d'un rectangle est définie par : $B_r = (a-0.02) \times (b-0.02)$.

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.

F_{c28} et F_e : Résistance caractéristique du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise à 1% de la section réelle du poteau.

A : Section d'acier comprimé.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement du poteau λ .

$$\beta = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70.$$

Afin de se retrouver dans un domaine de stabilité en tenant compte du flambement « compression centrée » nous prenons $\lambda=35$ d'où $\beta=0,708$.

L'équation ① devienne : $Br \geq \frac{Nu}{\beta \left[\frac{fc28}{0.9 \gamma_b} + \frac{Asfe}{B \gamma_s} \right]}$

Donc : $Br \geq 0,061 Nu$

Nous établirons dans ce qui suit la descente de charges afin de pré-dimensionner les poteaux de chaque structure.

3.7.3.1 Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

En ce qui concerne les charges, nous admettons les valeurs suivantes :

Tableau 3.9 : Charge et surcharge.

	Charge permanente [G]	Charge d'exploitation [Q]
Plancher courant	5,44 KN/m ²	1,5 KN/m ²
Plancher terrasse	6,33 KN/m ²	1 KN/m ²

A. Bâtiment R+3

- **Charges permanentes**

Niveau N°1 :

$G_{terrasse} = G \times S = 9 \times 6.33 = 56.97 \text{ KN}$
 $G_{poutre} = b \times H_{poutre} \times L_p \times \rho = 0.2 \times 0.3 \times 3 \times 25 \times 2 = 9 \text{ KN}$
 $G_{poteau} = a^2 \times H_{poteau} \times \rho = 0.3^2 \times 3 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$
G1 = 72.72 KN

Niveau N°2 :

$G1 = 72.72 \text{ KN}$
 $G_{courant} = 9 \times 5.44 = 48.96 \text{ KN}$
 $G_{poutre} = 0.2 \times 0.3 \times 3 \times 25 \times 2 = 9 \text{ KN}$
 $G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 3 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$
G2 = 137.43 KN

Niveau N°3 :

$G2 = 137.43 \text{ KN}$
 $G_{courant} = 9 \times 5.44 = 48.96 \text{ KN}$

$$G_{\text{poutre}} = 0.2 \times 0.3 \times 3 \times 25 \times 2 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.3 \times 3 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$$

$$G_3 = 202.14 \text{ KN}$$

Niveau N°4 :

$$G_3 = 202.14 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant}} = 9 \times 5.44 = 48.96 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 0.2 \times 0.3 \times 3 \times 25 \times 2 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.3 \times 4 \times 25 = 9 \text{ KN}$$

$$G_4 = 269.1 \text{ KN}$$

- **Surcharges d'exploitation**

Niveau N°1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times S = 1 \times 9 = 9 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 9 \text{ KN}$$

Niveau N°2 :

$$Q_1 = 9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{courant}} = 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 22.5 \text{ KN}$$

Niveau N°3 :

$$Q_2 = 22.5 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{courant}} = 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 36 \text{ KN}$$

Niveau N°4 :

$$Q_3 = 36 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{courant}} = 1.5 \times 9 = 13 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 49.5 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 3.10.

Tableau 3.10 : Descente de charges pour le bâtiment R+3.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)
Terrasse	72.72	9.00	72.720	9.00
N°1	64.71	13.5	137.43	22.5
N°2	64.71	13.5	202.14	36.0
N°3	66.96	13.5	269.10	49.5

De la même façon nous avons calculé la descente de charges pour les bâtiments R+6 et R+9.

B. Bâtiment R+6**Tableau 3.11 :** Descente de charges pour le bâtiment R+6.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)
Terrasse	72.72	9.00	72.720	9.00
N°1	64.71	13.5	137.43	22.5
N°2	64.71	13.5	202.14	36.0
N°3	64.71	13.5	269.10	49.5
N°4	64.71	13.5	333.81	63.0
N°5	64.71	13.5	398.52	76.5
N°6	66.96	13.5	465.48	90.0

C. Bâtiment R+9**Tableau 3.12 :** Descente de charges pour le bâtiment R+9.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)
Terrasse	72.72	9.00	72.720	9.00
N°1	64.71	13.5	137.43	22.5
N°2	64.71	13.5	202.14	36.0
N°3	64.71	13.5	269.10	49.5
N°4	64.71	13.5	333.81	63.0
N°5	64.71	13.5	398.52	76.5
N°6	64.71	13.5	465.48	90.00
N°7	64.71	13.5	530.19	103.5
N°8	64.71	13.5	594.9	117.0
N°9	66.96	13.5	661.86	130.5

3.7.3.2 Pré-dimensionnement des poteaux**A. Bâtiment R+3****Tableau 3.13 :** Pré-dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+3.

Niveau	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (Cm ²)	a=b(Cm)	Choix (Cm)
Terrasse	72.72	9	111.67	68.11	10.25	(35×35)
N°1	137.43	22.5	219.28	133.76	13.56	(35×35)
N°2	202.14	36.0	326.88	199.4	16.12	(35×35)
N°3	269.10	49.5	437.53	266.89	18.33	(35×35)

La section du poteau obtenue doit vérifier la condition minimale imposée par le RPA 99/V2003 (En zone III).

$$\text{Min}(a ; b) \geq 30\text{Cm} \quad \rightarrow \quad a=b=35 \text{ Cm} \quad \text{condition vérifiée } \checkmark$$

Les poteaux du R+3 seront de section (35x35) Cm.

B. Bâtiment R+6

Tableau 3.14 : Pré-dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+6.

Niveau	N _G (KN)	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (Cm ²)	a=b(Cm)	Choix (Cm)
Terrasse	72.72	9	111.67	68.11	10.25	(35×35)
N°1	137.43	22.5	219.28	133.76	13.56	(35×35)
N°2	202.14	36.0	326.88	199.4	16.12	(35×35)
N°3	269.10	49.5	437.53	266.89	18.33	(40×40)
N°4	333.81	63.0	545.14	332.53	20.23	(40×40)
N°5	398.52	76.5	652.75	398.17	21.95	(40×40)
N°6	465.48	90.0	763.39	465.67	23.57	(40×40)

Les poteaux du R+6 seront de sections :

$$\text{RDC} \rightarrow 3^{\text{eme}} \text{ étage} \quad (40 \times 40) \text{ Cm} \quad \text{condition vérifiée } \checkmark$$

$$4^{\text{eme}} \rightarrow 6^{\text{eme}} \text{ étage} \quad (35 \times 35) \text{ Cm} \quad \text{condition vérifiée } \checkmark$$

C. Bâtiment R+9

Tableau 3.15 : Pré-dimensionnement des poteaux pour le bâtiment R+9.

Niveau	N _G (KN)	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (Cm ²)	a=b(Cm)	Choix (Cm)
Terrasse	72.72	9	111.67	68.11	10.25	(35×35)
N°1	137.4	22.5	219.28	133.76	13.56	(35×35)
N°2	202.14	36.0	326.88	199.4	16.12	(35×35)
N°3	269.10	49.5	437.53	266.89	18.33	(40×40)
N°4	333.81	63.0	545.14	332.53	20.23	(40×40)
N°5	398.52	76.5	652.75	398.17	21.95	(40×40)
N°6	465.48	90.0	763.39	465.67	23.57	(45×45)
N°7	530.19	103.5	871.00	531.31	25.05	(45×45)
N°8	594.9	117.0	978.61	596.95	16.43	(45×45)
N°9	661.86	130.5	1089.26	664.44	27.77	(45×45)

Les poteaux du R+9 seront de sections :

- RDC → 3^{eme} étage (45*45) Cm condition vérifiée✓
- 4^{eme} → 6^{eme} étage (40*40) Cm condition vérifiée✓
- 7^{eme} → 9^{eme} étage (35*35) Cm condition vérifiée✓

3.8 Ferrailage des éléments

3.8.1 Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres a été déterminé selon le ferrailage minimal imposé par le règlement parasismique algérien RPA99/ V2003.

Tableau 3.16 : Ferrailage des poutres.

Poutre	Ferrailage longitudinale
Sur appuis	6T14, 3T12
En travée	3T14, 6T12

3.8.2 Ferrailage des poteaux

D’après le RPA99/V2003 les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage minimal sera de : $0,9\% \times a \times b$ (en zone III).

A. Bâtiment R+3

Tableau 3.17 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+3.

Niveau	Section (Cm ²)	Ferrailage longitudinal	As (Cm ²)
RDC	35x35	8T14	12.31
1 ^{er} → 3 ^{eme} étage	35x35	8T14	12.31

B. Bâtiment R+6

Tableau 3.18 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+6.

Niveau	Section (Cm ²)	Ferrailage longitudinal	As (Cm ²)
RDC → 3 ^{eme} étage	40x40	8T16	16.08
4 ^{eme} → 6 ^{eme} étage	35x35	8T14	12.31

C. Bâtiment R+9

Tableau 3.19 : Ferrailage des poteaux pour le bâtiment R+9.

Niveau	Section (Cm ²)	Ferrailage longitudinal	As (Cm ²)
RDC → 3 ^{eme} étage	45x45	12T16	24.13
4 ^{eme} → 6 ^{eme} étage	40x40	8T16	16.08
7 ^{eme} → 9 ^{eme} étage	35x35	8T14	12.31

3.9 Calcul des fondations

3.9.1 Détermination du système de fondation

Pour faire le pré-dimensionnement des fondations, il faut d'abord déterminer le système de l'infrastructure qui convient pour chaque bâtiment (semelle isolée, semelle filante ou radier général). Les tableaux ci-dessous présentent les charges (G) et (Q) des poteaux les plus sollicités pour les bâtiments (R+3), (R+6) et (R+9).

A. Bâtiment R+3

Position du poteau	Nombre de poteaux	G (KN)	Q (KN)
Poteaux intérieurs	6	326,838	49,278
Poteaux de rive	10	213,667	26,084
Poteaux d'angle	4	143,946	13,414
		4673,482	610,16

$$S_{nec} \geq \frac{1.1 G_{tot} + Q_{tot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = 28.75 \text{ m}^2 \quad S_{batiment} = 115.47 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{batiment}} = \frac{28.75}{115.47} = 25\% < 50\%$$

Nous optons pour des semelles isolées.

Avec : S_{nec} : Surface nécessaire de contact avec le sol.

$S_{batiment}$: Surface du bâtiment.

G_{tot} : Charges permanentes appliquées sur tous les poteaux à la base en prenant compte du poids propre de la fondation.

Q_{tot} : Charges d'exploitation appliquées sur tous les poteaux à la base.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

B. Bâtiment R+6

Position du poteau	Nombre de poteaux	G (KN)	Q (KN)
Poteaux intérieurs	6	537,356	85,918
Poteaux de rive	10	367,125	48,739
Poteaux d'angle	4	256,932	27,820
		7923,11	1114,178

$$S_{nec} \geq \frac{1.1 G_{tot} + Q_{tot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = 49.14 \text{ m}^2 \quad S_{batiment} = 117.65 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{batiment}} = \frac{49.14}{117.65} = 42\% < 50\%$$

Nous optons pour des semelles isolées.

C. Bâtiment R+9

Position du poteau	Nombre de poteaux	G (KN)	Q (KN)
Poteaux intérieurs	6	726,04	119,22
Poteaux de rive	10	521,14	73,41
Poteaux d'angle	4	375,47	44,97
		11069,52	1629.3

$$S_{nec} \geq \frac{1.1 G_{tot} + Q_{tot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = 69.02 \text{ m}^2 \quad S_{batiment} = 116.56 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{batiment}} = \frac{69.02}{116.56} = 59\% > 50\%$$

Nous optons pour un radier général.

3.9.2 Pré-dimensionnement des fondations

3.9.2.1 Semelles isolées

Le calcul des semelles isolées se fait en utilisant les formules du B.A.E.L.91 (dimensions et ferrailage d'une semelle isolée sollicitée en flexion composée).

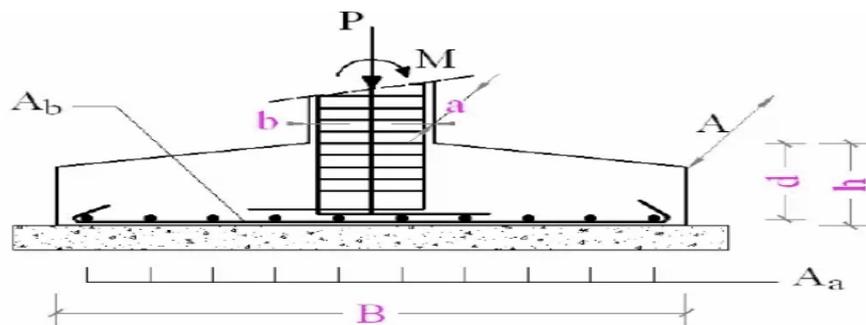


Figure 3.4 : Coupe d'une semelle isolée.

Procédure :

1) Opter si cela est possible pour un diagramme trapézoïdal $B \geq 6 \cdot e_{ser}$.

2) Choisir A de manière à avoir : $\frac{A}{B} \approx \frac{a}{b}$

3) Vérifier la condition de portance suivante

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{diagramme trapézoïdal : } \frac{P_{ser} \left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{B}\right)}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \rightarrow \text{diagramme triangulaire : } \frac{P_{ser}}{A \cdot B \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{B}\right)} \leq \bar{\sigma}_{sol} \end{array} \right.$$

4) Choisir $\left(\frac{d_b}{e_{td_a}}\right) \geq \frac{B-b}{4}$ et $h \geq (d_b + 3Cm)$.

5) S'assurer éventuellement que la condition de portance est toujours vérifiée en rajoutant le poids de la semelle.

Avec : **A, B** : Dimensions de la fondation.

a, b : Dimensions du poteau.

e_{ser} : M_{ser} / P_{ser} .

M_{ser}, P_{ser} : Efforts non pondérés à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

h : Hauteur de la fondation en ajoutant l'enrobage.

3.9.2.2 Radier général nervuré

Le calcul du radier nervuré se fait en utilisant le B.A.E.L.91 (fondations superficielles). Où la hauteur de la nervure est donnée par la relation suivante.

$$h_N \geq (48 \cdot k \cdot b_{SF} \cdot l^4 / (E \cdot b_N \cdot \pi^4))^{1/3}$$

Avec : **k** : Coefficient de raideur du sol.

b_{SF} : Largeur de la semelle filante.

b_N : Largeur de la nervure.

L : Longueur de la plus grande travée.

E : Module de Young.

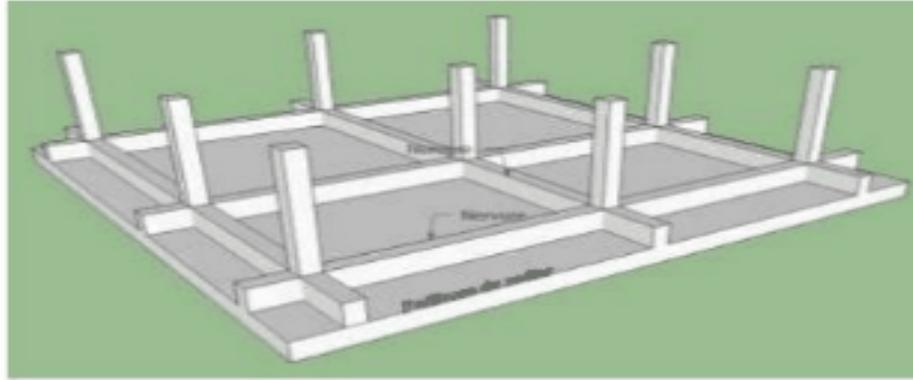


Figure 3.5 : Radier général nervuré.

A. Bâtiment R+3

Nous aurons les efforts à l'ELS par SAP 2000.

$$N_{ser} = 376.117 \text{ KN} \quad M_{ser} = 0.066 \text{ KN.m}$$

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 0.2 \text{ MPa}$

Tableau 3.20: Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour le bâtiment R+3.

B (m)	1.5
A (m)	1.5
h (Cm)	35
P_{ser} (KN)	395.80
e_{ser} (Cm)	0.0167
$\bar{\sigma}_{fdt}$ (MPa)	0.18
Verification	✓

B. Bâtiment R+6

Nous aurons les efforts à l'ELS par SAP 2000.

$$N_{ser} = 623.274 \text{ KN} \quad M_{ser} = 0.217 \text{ KN.m}$$

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 0.2 \text{ MPa}$

Tableau 3.21: Pré-dimensionnement de la semelle isolée pour le bâtiment R+6.

B (m)	2
A (m)	2
h (Cm)	45
P_{ser} (KN)	668.274
e_{ser} (Cm)	0.032
$\bar{\sigma}_{fdt}$ (MPa)	0.17
Verification	✓

C. Bâtiment R+9

En appliquant la formule suivante : $h_N \geq (48. k. b_{SF}. l^4 / (E. b_N. \pi^4))^{1/3}$

Avec :

Tableau 3.22: Pré-dimensionnement du radier général nervuré pour le bâtiment R+9.

Module de Young	32000 MPa
Longueur de travée	2.55m
Largeur de la nervure	45Cm
Largeur de la semelle filante	3m
Coefficient de raideur	40MPa/m
Hauteur de la nervure	60 Cm

Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour donner une image générale sur les caractéristiques de nos structures (R+3, R+6 et R+9), le prédimensionnement des éléments structuraux et le ferrailage des poteaux ainsi que les poutres afin de faire la modélisation et l'analyse de structures dans le chapitre qui suit.

Chapitre 4

Modélisation des structures.

Chapitre 4 : Modélisation des structures.

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons modéliser avec le logiciel SAP 2000/V.14 les structures (R+3, R+6, R+9) présentées précédemment en utilisant la méthode d'analyse push-over avec la prise en compte de l'interaction sol-structure. L'ISS est effectuée avec les différents types de sol du (RPA99/V200), modélisé par des éléments ressorts, nous présenterons ainsi les formules utilisées pour le calcul de raideurs de ces derniers.

4.2 Modélisation des structures

4.2.1 Logiciels SAP 2000

De nombreux logiciels d'analyse modale et dynamique sont à la disposition des ingénieurs, le SAP2000 est celui qui est retenu pour les exemples présentés dans ce travail. Il est utilisé pour tout type de structures, c'est un ensemble de programmes utilisant la méthode des éléments finis [37].

4.2.2 Modèle linéaire

Pour mener avec succès une analyse numérique non-linéaire d'une structure, il est toujours lucide de précéder celle-ci par une analyse linéaire puis introduire les sources de non-linéarité une à une. Pour analyser et concevoir une structure nous procéderons aux étapes suivantes :

1. Créer un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Introduire le spectre de réponse (Spectre RPA99).
3. Exécuter une analyse du modèle.
4. Passer en aperçu les résultats de l'analyse.
5. Vérifier et optimiser la conception de la structure.

Les structures étudiées sont représentées dans les figures suivantes :

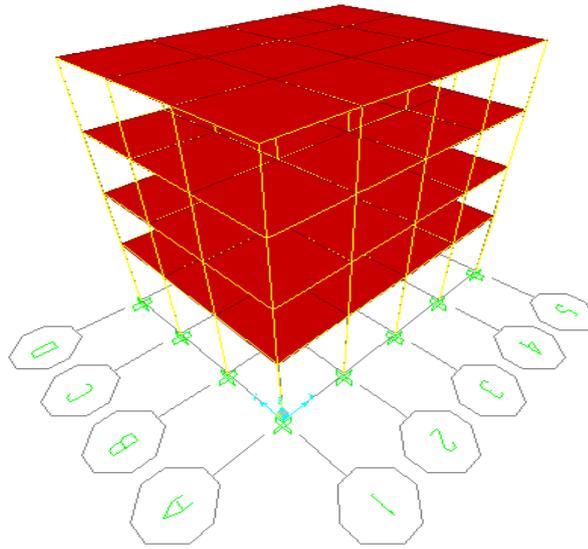


Figure 4.1 : Modèle 3D R+3.

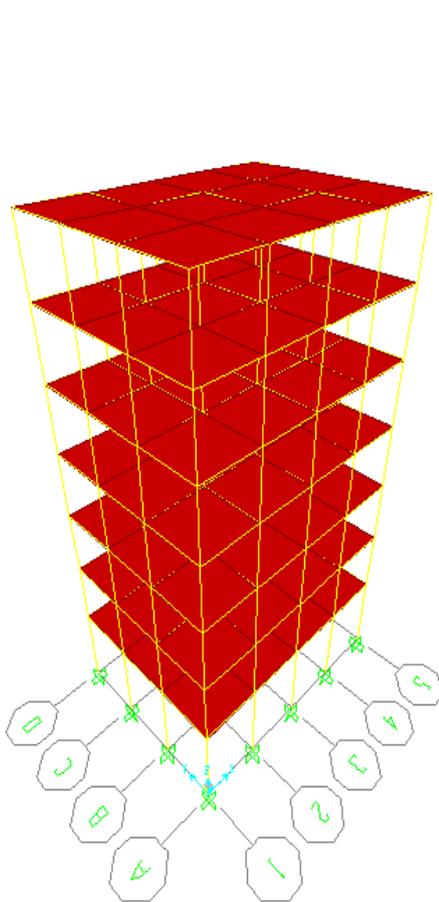


Figure 4.2 : Modèle 3D R+6.

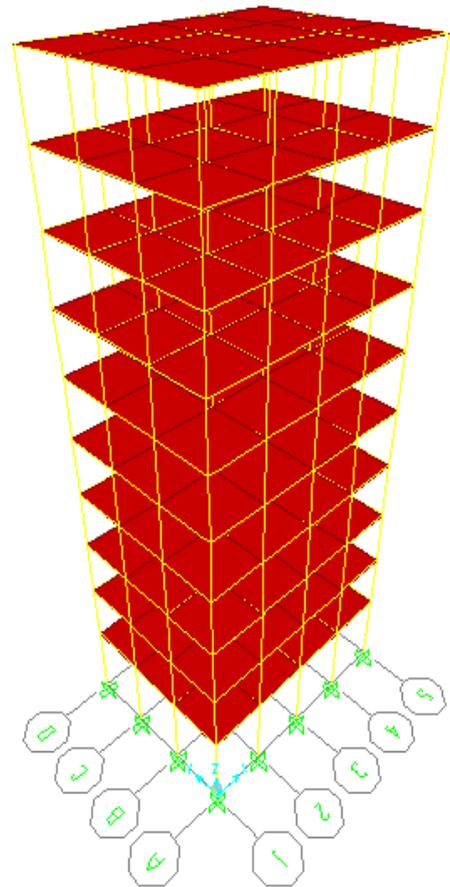


Figure 4.3 : Modèle 3D R+9.

4.2.3 Modèle non-linéaire

L'analyse par la méthode Push-over, est définie par une courbe de capacité de la structure, elle est effectuée avec le logiciel SAP2000 qui permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux.

4.2.3.1 Définition du comportement non-linéaire des matériaux

A. Béton

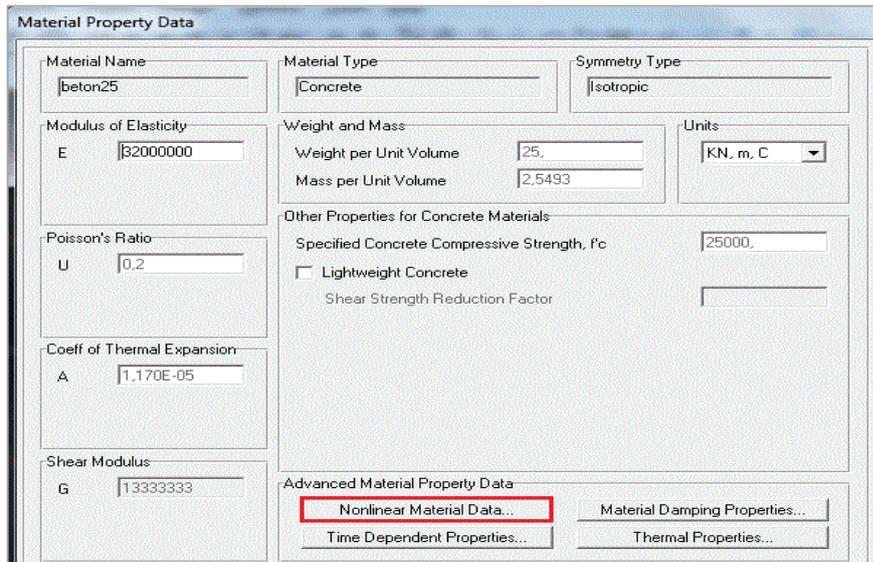


Figure 4.4 : Caractéristiques du béton utilisé.

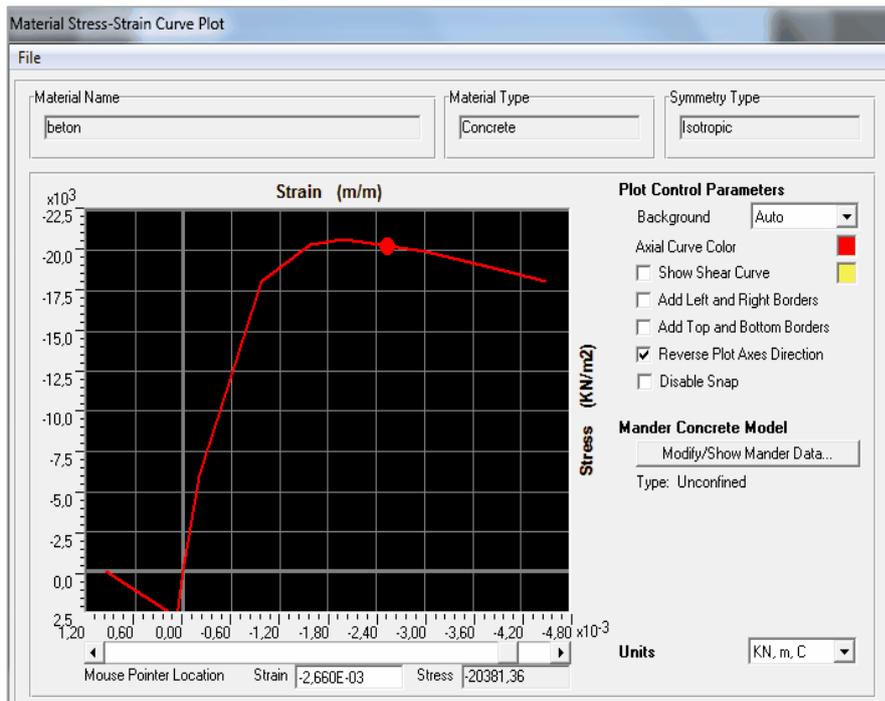


Figure 4.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton.

B. Acier

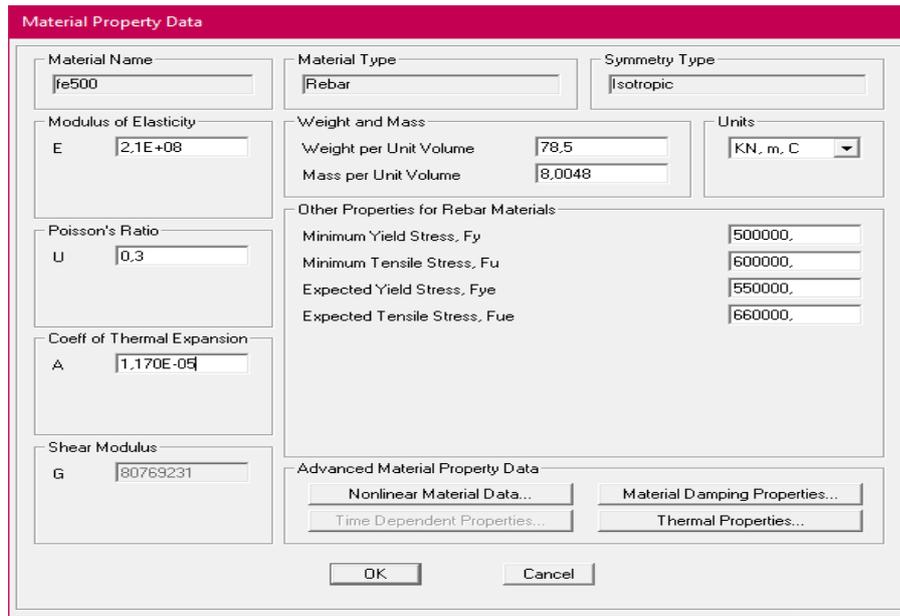


Figure 4.6 : Caractéristiques de l'acier.

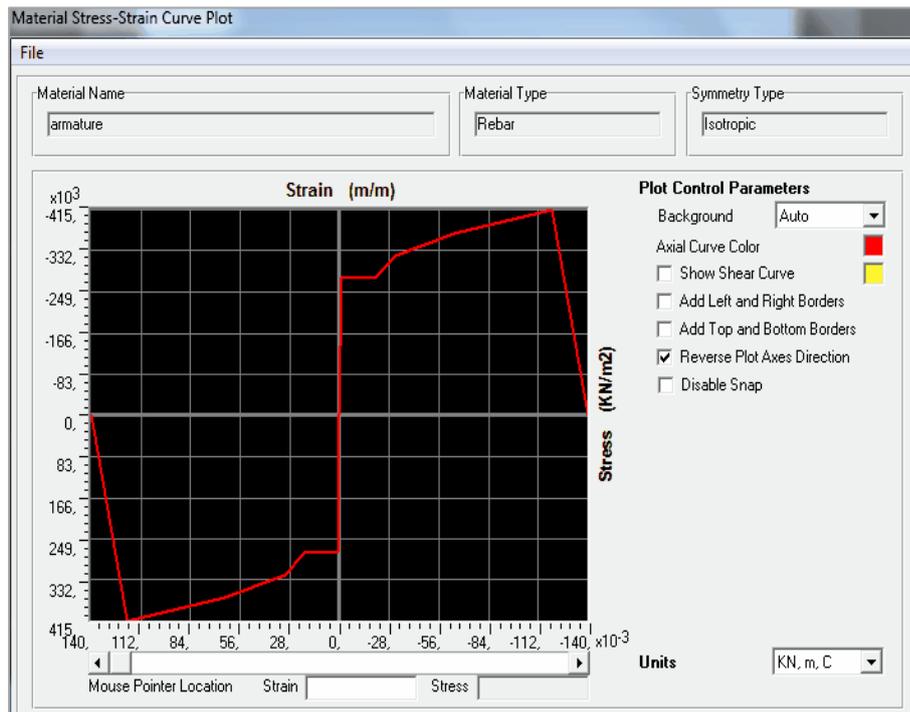


Figure 4.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

4.2.3.2 Introduction du ferrailage des éléments porteurs (Poteaux / Poutres)

A. Poteaux

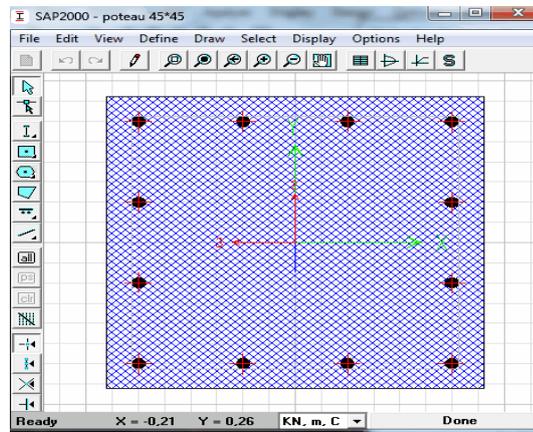


Figure 4.8 : Dessin de ferrailage de poteau (45x45) sur SAP2000.

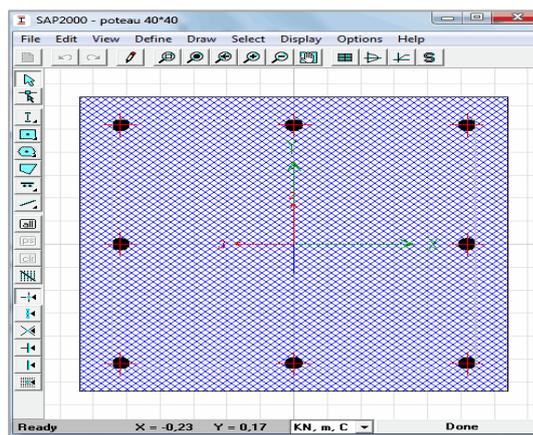


Figure 4.9 : Dessin de ferrailage de poteau (40x40) sur SAP2000.

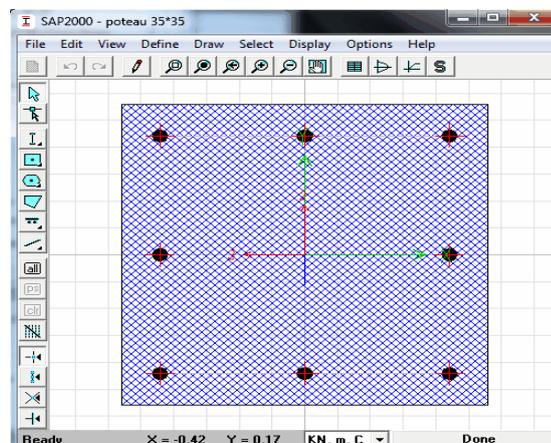


Figure 4.10 : Dessin de ferrailage de poteau (35x35) sur SAP2000.

B. Poutres

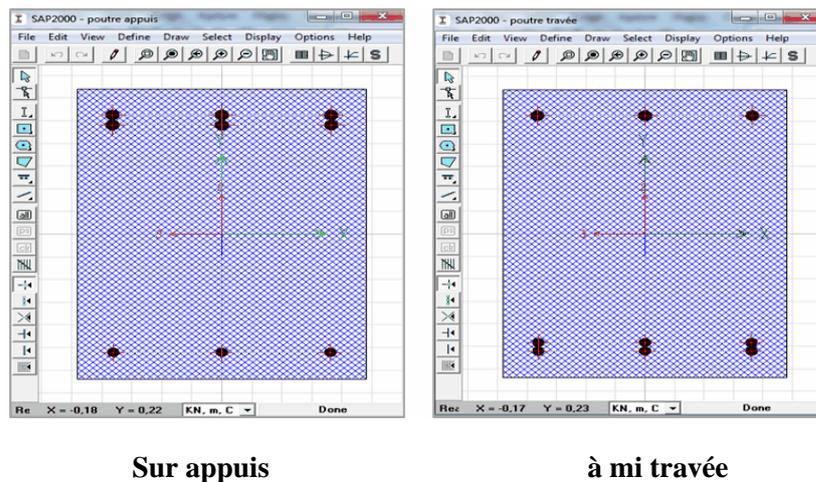


Figure 4.11 : Dessin de ferrailage de la poutre sur SAP2000.

4.2.3.3 Définition du comportement non-linéaire des éléments (introduction des rotules plastiques)

L'attribution des rotules plastiques peut être effectuée aux différentes locations le long de l'élément (début et fin). Plusieurs relations force – déplacement pourraient être définies telles qu'un moment découplé (M2 et M3), torsion (T), force axiale (P) et effort tranchant (V2 et V3). Comme la charge axiale des poteaux peut varier avec les charges latérales, une rotule plastique de propriétés couplées P-M2-M3 (PMM) dont le comportement non-linéaire est basé sur l'interaction des forces axiales avec les moments de flexions au niveau de la rotule plastique, peut être attribuée à l'élément.

A. Poteaux

Pour les poteaux on aura des rotules de flexion de type (P- M2-M3).

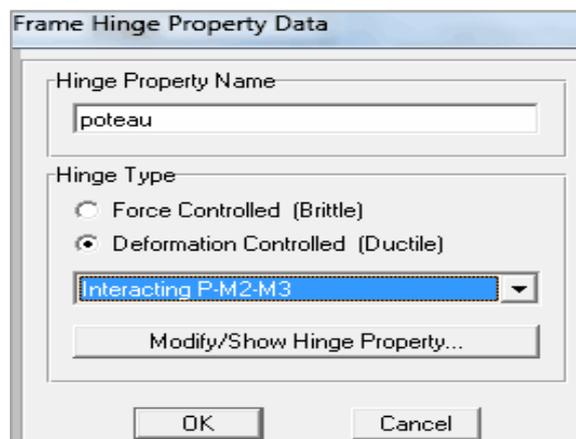


Figure 4.12 : Propriétés des rotules pour les poteaux.

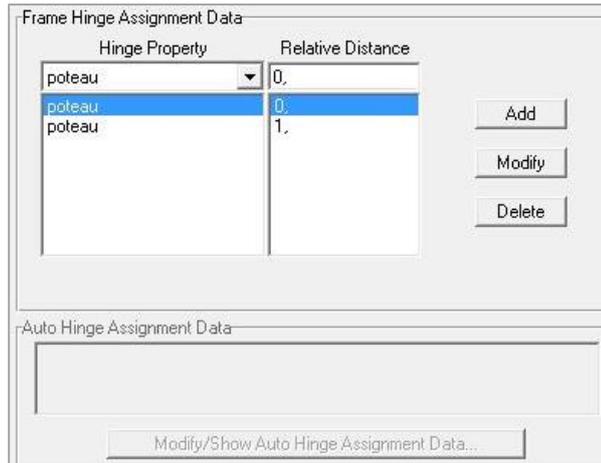


Figure 4.13 : Introduction des rotules plastiques aux niveaux des zones nodales pour les poteaux.

B. Poutres

Pour les poutres on aura des rotules de flexion de type (M3).



Figure 4.14: Propriétés des rotules pour les poutres.

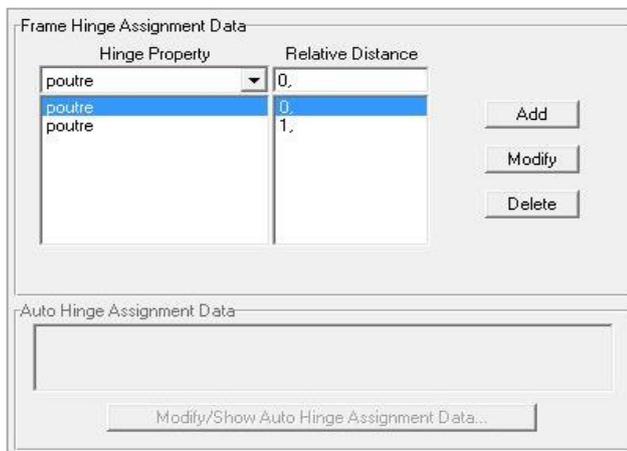


Figure 4.15 : Introduction des rotules plastiques aux niveaux des zones nodales pour les poutres.

4.2.3.4 Définition du chargement de l'analyse statique non-linéaire Push-over

A. Charges gravitaires

La structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations, ils sont donnés par : $G+0,2Q$.

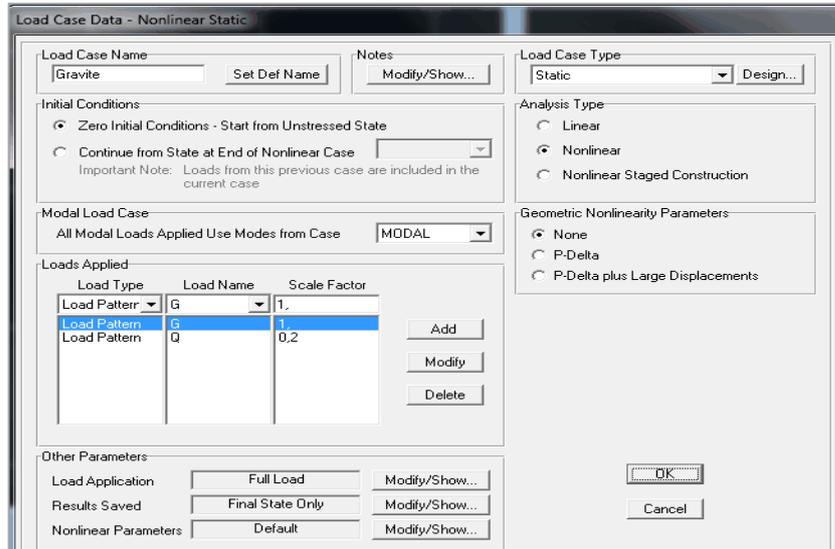


Figure 4.16 : Définition du chargement de l'analyse push-over sous charges gravitaires.

B. Poussée progressive

Définition du chargement de l'analyse Push-over (poussée progressive) suivant les deux sens.

- Suivant X

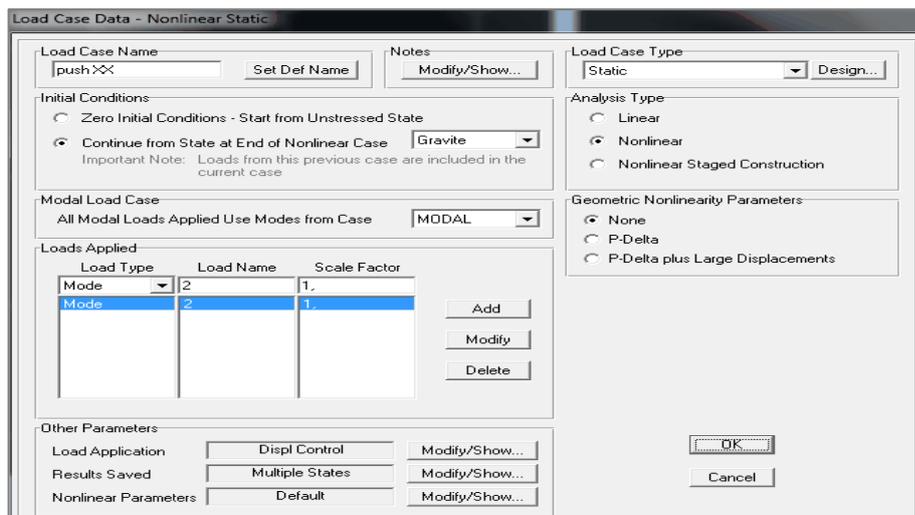


Figure 4.17 : Définition du chargement de l'analyse push-over (sens x).

- Suivant Y

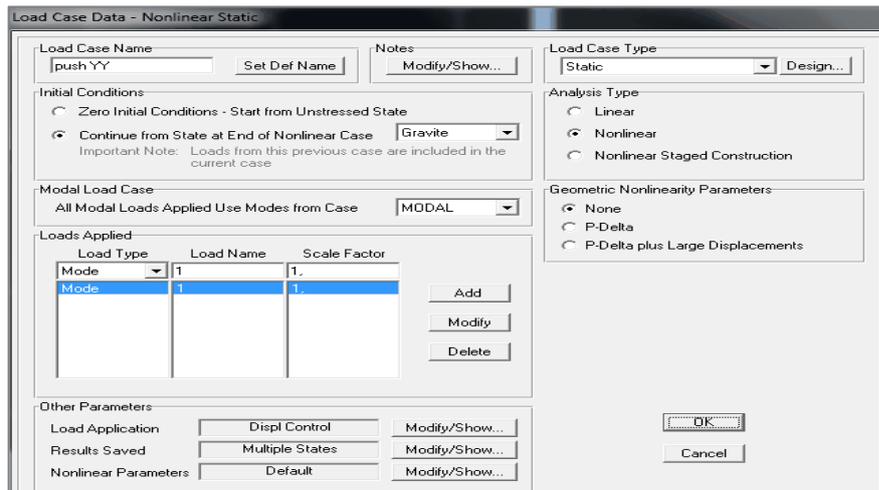


Figure 4.18 : Définition du chargement de l'analyse Push-over (sens Y).

C. Déplacement cible

Le déplacement cible est défini par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur total de l'ouvrage

$$(D_{cible} = h/25) [39].$$

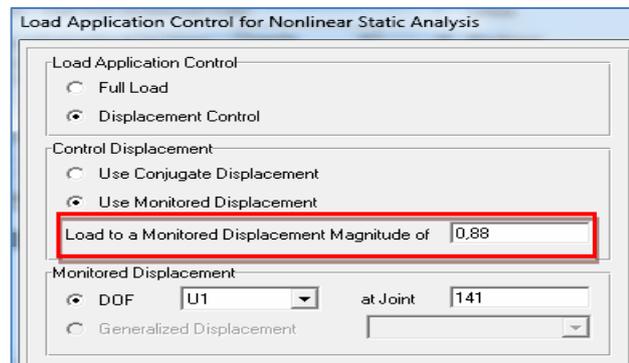


Figure 4.19 : Déplacement cible suivant X (U1).

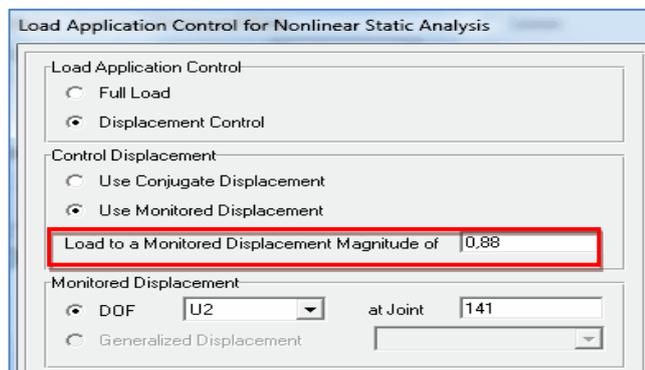


Figure 4.20 : Déplacement cible suivant Y (U2).

- Nombre de steps

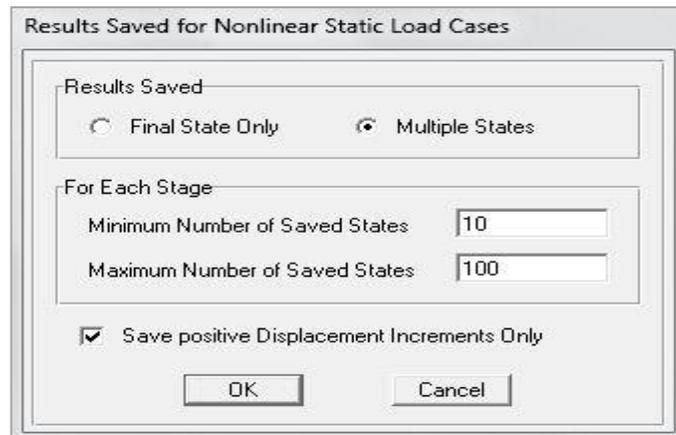


Figure 4.21 : Résultat de l'analyse sous multiple steps.

4.2.3.5 Définition du spectre de demande pour ATC-40

Pour la méthode d'établissement du spectre format (Sa-Sd) il faut donc introduire les coefficients C_a et C_v qui permettent de caractériser les types de sol et l'action sismique.

Note : Les coefficients C_a et C_v sont mentionnés dans le 3^{ème} chapitre (tableau 3.8).

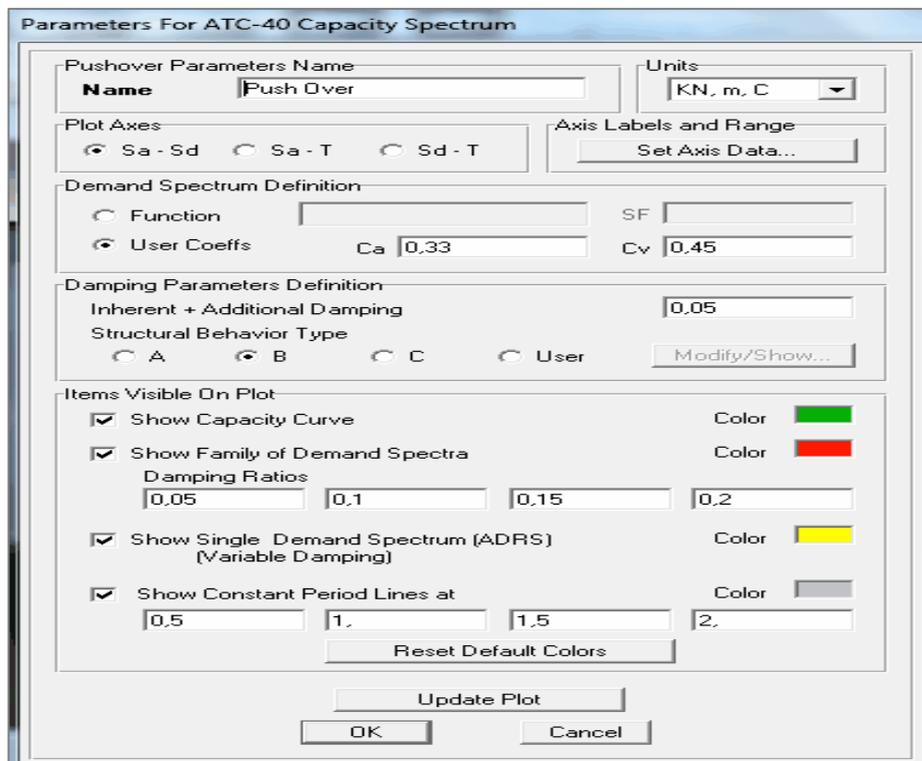


Figure 4.22 : Spectre de demande pour ATC-40.

4.2.3.6 Analyse statique non-linéaire

- Analyse du modèle.

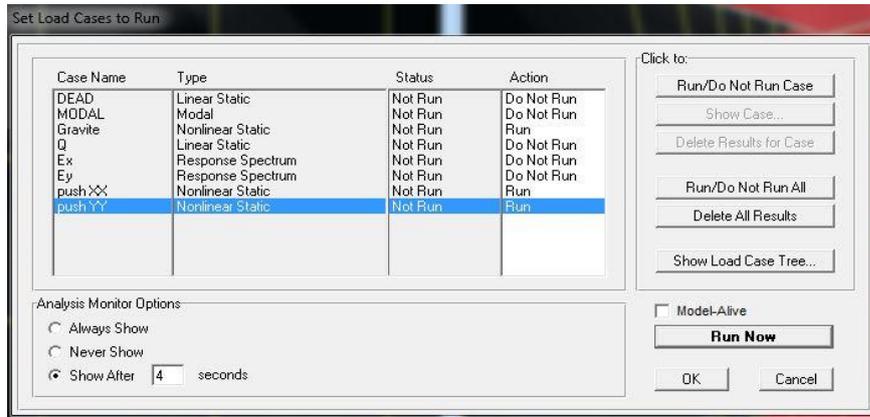


Figure 4.23 : Définir les cas de charge à exécuter.

- Passer en aperçu l'état d'endommagement des structures.

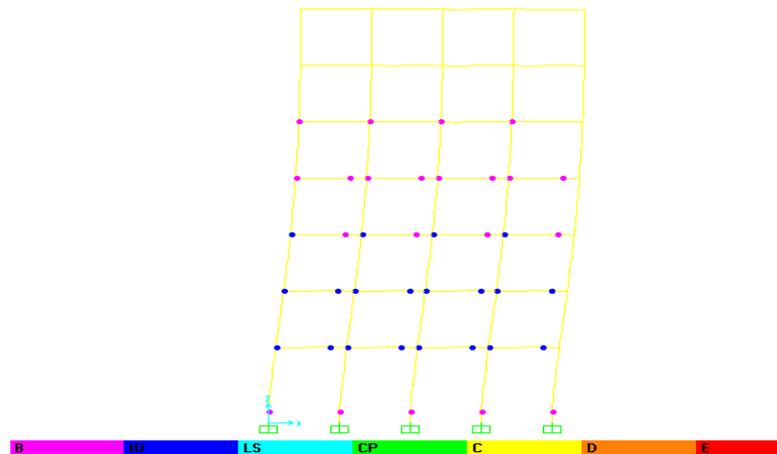


Figure 4.24 : L'état d'endommagement d'une structure (distribution des rotules plastiques).

- Affichage de la courbe de capacité et point de performance.

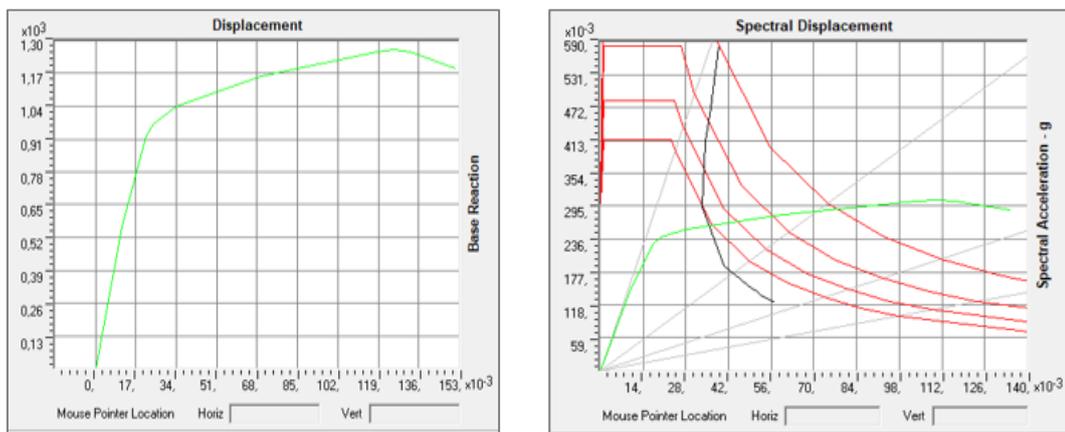


Figure 4.25 : Courbe de capacité et point de performance.

4.3 Modélisation du sol

4.3.1 Modélisation des fondations

Dans cette partie nous allons nous intéresser à la modélisation numérique avec SAP2000 des fondations pour les structures (R+3, R+6 et R+9).

A. Bâtiment (R+3)

Il s'agit d'une semelle isolée carrée avec des dimensions déjà déterminées dans le chapitre 3.

(A=1.50m, B=1.50m et h=35Cm.)

Pour modéliser les semelles avec des éléments Shell nous suivons les étapes suivantes :

- Définir un élément surfacique.

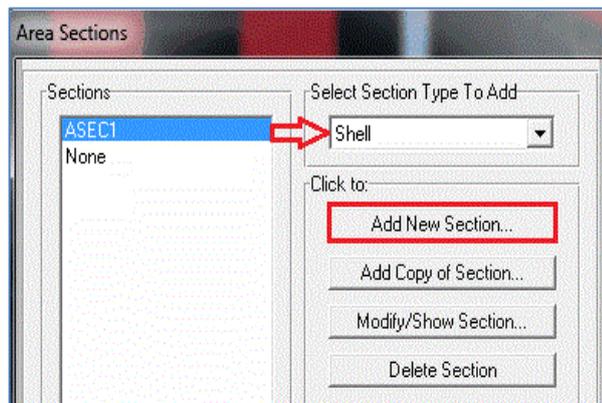


Figure 4.26 : Fenêtre d'addition d'un élément surfacique.

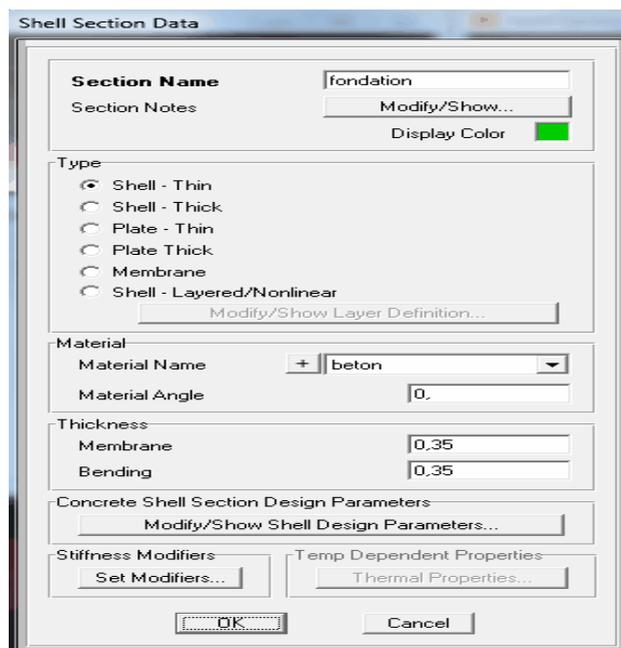


Figure 4.27 : Définir la section de la semelle isolée pour (R+3).

- Dessin et maillage des semelles isolées.

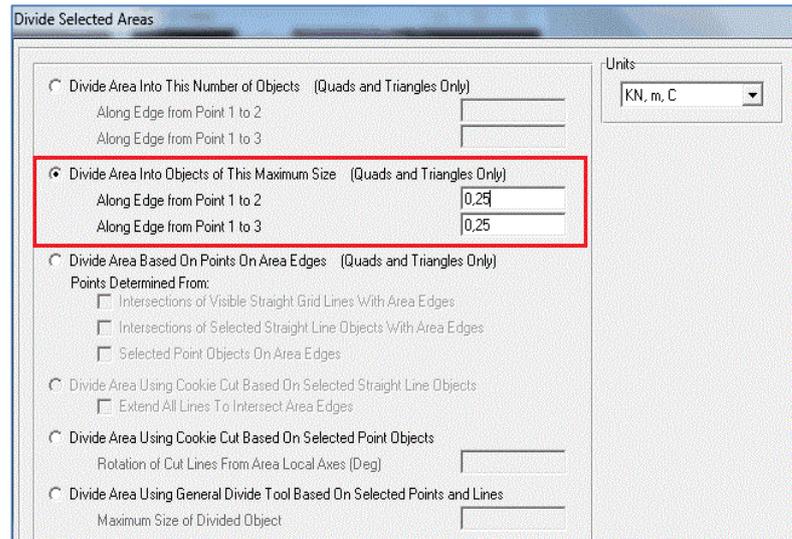


Figure 4.28 : Fenêtre paramètres de maillage pour (R+3).

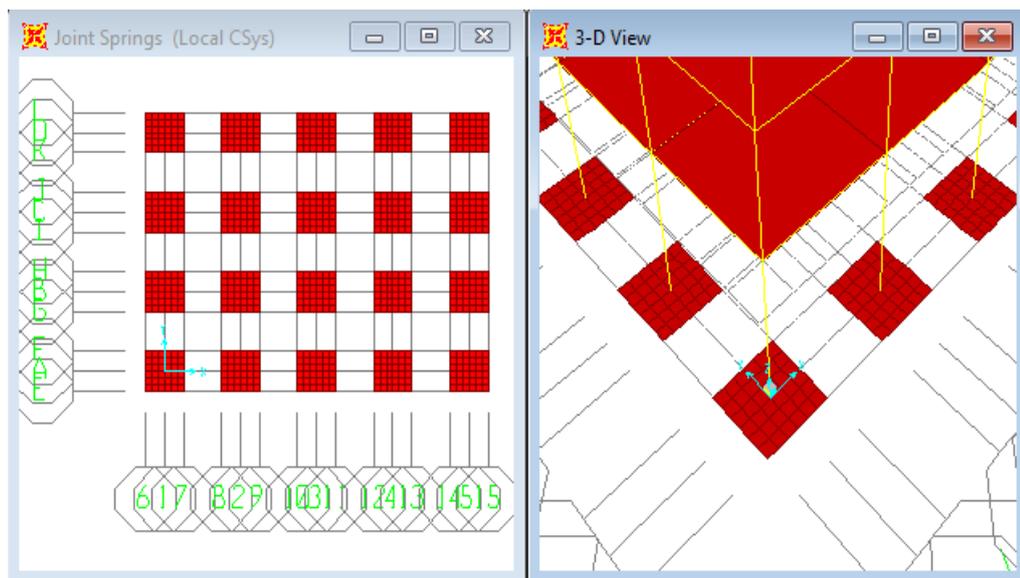


Figure 4.29 : Maillage des semelles isolée pour (R+3).

B. Bâtiment (R+6)

Il s'agit d'une semelle isolée carrée avec des dimensions déjà déterminées dans le chapitre 3. (A=2.00m, B=2.00m et h= 45Cm.)

Pour modéliser les semelles avec des éléments Shell nous suivons les mêmes étapes citées précédemment (pour R+3). Avec un maillage de « 0.3m ».

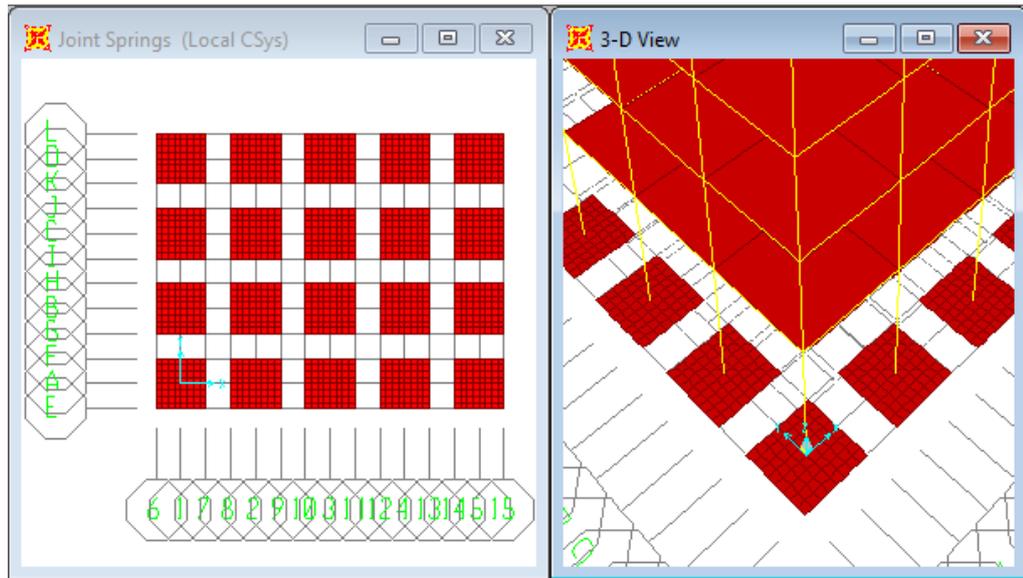


Figure 4.30 : Maillage des semelles isolées pour (R+6).

C. Bâtiment (R+9)

Il s'agit d'un radier général avec des dimensions déjà déterminées dans le chapitre 3.

(A=9.00m, B=12.00m et h= 60Cm.)

Pour modéliser le radier général avec un élément Shell nous suivons les étapes citées précédemment (Pour R+3). Avec un maillage de « 0.8m ».

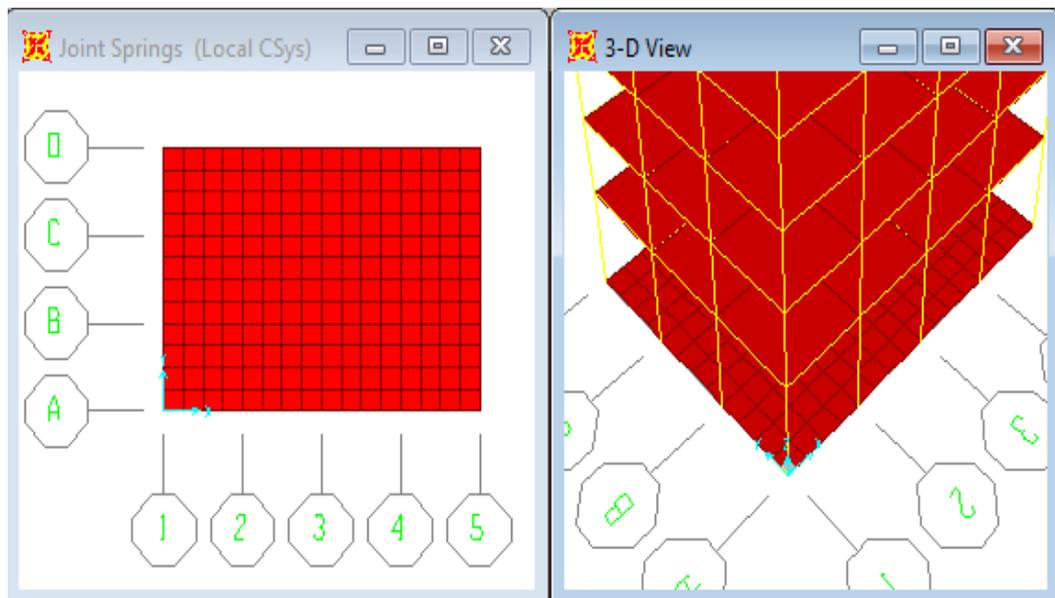


Figure 4.31 : Maillage de radier général pour (R+9).

4.3.2 Calcul des raideurs

4.3.2.1 Méthodologie

Pour la prise en compte des caractéristiques des sols d'assise, les structures sont d'abord modélisées sur une base fixe, ensuite tous les encastremets à la base sont enlevés et remplacés par des ressorts qui ont les mêmes raideurs du sol. Ce dernier sera modélisé à l'aide de 6 ressorts (3 en translation et 3 en rotation). Les rigidités en translation et en rotation sont déterminées à l'aide des formules de « Newmark-Rosembueth » pour les fondations rectangulaires [38].

- Translation horizontale $K_h = 2 (1+\theta) G_S \beta_x \sqrt{A}$
- Translation verticale $K_v = \frac{G_S}{(1-\theta)} \beta_z \sqrt{A}$
- Balancement $K_\theta = \frac{G_S}{(1-\theta)} \beta_\theta a^2 b$
- Rotation autour de l'axe vertical $K_R = \frac{(1+\theta)}{4} G_S \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

En remplaçant G_S par $\left\{ G_S = \frac{E}{2(1+\theta)} \right\}$ dans les formules de « Newmark-Rosembueth » nous obtenons :

$$K_h = E \beta_x \sqrt{A}$$

$$K_v = \frac{E}{2(1-\theta^2)} \beta_z \sqrt{A}$$

$$K_\theta = \frac{E}{2(1-\theta^2)} \beta_\theta a^2 b$$

$$K_R = \frac{1}{8} E \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$$

Les valeurs des coefficients β_z , β_x et β_θ sont déterminées par l'abaque déjà présenté dans le chapitre 2.

Nous prenons les valeurs suivantes :

Tableau 4.1 : Valeurs des coefficients β_z , β_x , β_θ .

Structure	R+3	R+6	R+9
a/b	1	1	0.75
β_x	1	1	1
β_z	2.18	2.18	2.19
β_θ	0.54	0.54	0.47

4.3.2.2 Caractéristiques des sols

Dans notre étude, nous avons utilisés 4 types de sol : rocheux, ferme, meuble et très meuble avec différentes caractéristiques comme il est montré dans le tableau d'après le cours de Mr. BOUAFIA.

Tableau 4.2 : Caractéristiques des sols.

Type de sol	Module d'élasticité « E » [MPa]	Coefficient de Poisson « ν »
Rocheux [S1]	400	0.25
Ferme [S2]	50	0.45
Meuble [S3]	20	0.33
Très meuble [S4]	5	0.45

4.3.2.3 Raideurs des ressorts

Les valeurs des raideurs de chaque type de sol pour les trois structures sont calculées et récapitulées dans les tableaux ci-dessous.

A. Bâtiment (R+3)

Tableau 4.3 : Résultats des raideurs pour (R+3).

Raideurs Type de sol	K_h [N/m]	K_v [N/m]	K_θ $\left[\frac{N \cdot m}{rd}\right]$	K_R $\left[\frac{N \cdot m}{rd}\right]$
Sol 1	$1.22 * 10^4$	$1.42 * 10^4$	$6.80 * 10^3$	$7.90 * 10^3$
Sol 2	$1.53 * 10^3$	$2.09 * 10^3$	$8.50 * 10^2$	$1.16 * 10^3$
Sol 3	$6.10 * 10^2$	$7.48 * 10^2$	$3.44 * 10^2$	$4.10 * 10^2$
Sol 4	$1.23 * 10^2$	$1.68 * 10^2$	$1.23 * 10^2$	$1.67 * 10^2$

B. Bâtiment (R+6)

Tableau 4.4 : Résultats des raideurs pour (R+6).

Raideurs Type de sol	K_h [N/m]	K_v [N/m]	K_θ $\left[\frac{N \cdot m}{rd}\right]$	K_R $\left[\frac{N \cdot m}{rd}\right]$
Sol 1	$9.87 * 10^3$	$1.10 * 10^4$	$9.87 * 10^3$	$1.13 * 10^4$
Sol 2	$1.23 * 10^3$	$1.68 * 10^3$	$1.23 * 10^3$	$1.67 * 10^3$
Sol 3	$4.93 * 10^2$	$6.04 * 10^2$	$4.93 * 10^2$	$5.90 * 10^2$
Sol 4	$1.53 * 10^2$	$2.09 * 10^2$	$8.60 * 10^1$	$1.16 * 10^2$

C. Bâtiment (R+9)

Tableau 4.5 : Résultats des raideurs pour (R+9).

Raideurs Type de sol	K_h [N/m]	K_v [N/m]	$K_\theta \left[\frac{N \cdot m}{rd} \right]$	$K_R \left[\frac{N \cdot m}{rd} \right]$
Sol 1	$1.88 * 10^4$	$2.20 * 10^4$	$5.30 * 10^5$	$4.40 * 10^5$
Sol 2	$2.36 * 10^3$	$3.24 * 10^3$	$6.60 * 10^4$	$6.50 * 10^4$
Sol 3	$9.44 * 10^2$	$1.15 * 10^3$	$2.50 * 10^4$	$2.30 * 10^4$
Sol 4	$3.24 * 10^2$	$2.36 * 10^2$	$6.64 * 10^3$	$6.40 * 10^3$

4.3.3 Modélisation des ressorts

La modélisation des ressorts se fait avec des éléments « SPRING » sur SAP2000, ces derniers nous permettent d’avoir des appuis élastiques (ressorts) de rigidité K dans le sens de translation et de rotation. Les ressorts ont été placés à chaque nœud, conformément au maillage défini dans la partie 4.3.1.

Pour modéliser ces derniers nous suivons les étapes suivantes (nous aurons les mêmes étapes pour les trois structures R+3, R+6 et R+9).

- Sélectionner tous les nœuds de la fondation à ($z = 0$).
- Définir des ressorts de raideur K suivant les 6 degrés de libertés, les raideurs sont déjà calculées dans la partie (4.3.2.3).

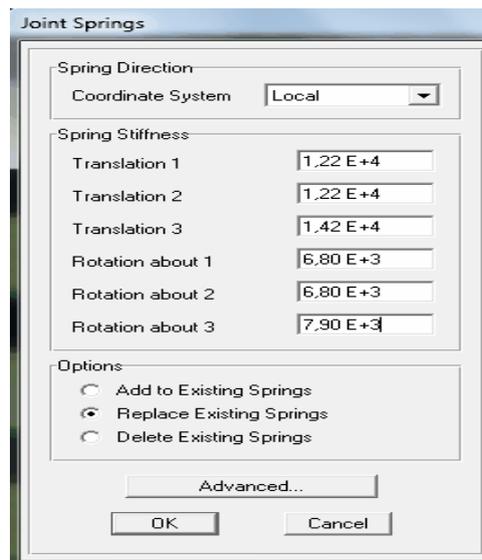


Figure 4.32 : Saisie des rigidités des appuis élastiques (Exemple R+3 Sol-1).

A. Bâtiment (R+3)

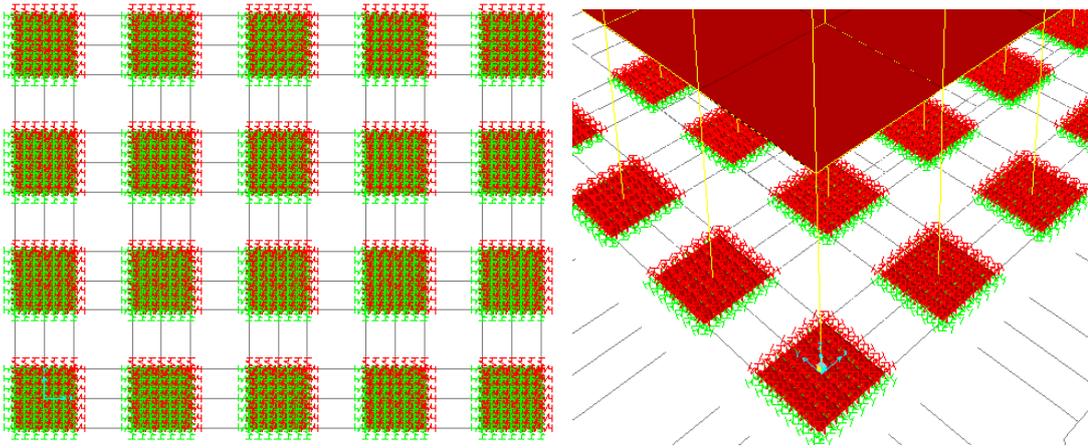


Figure 4.33 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de liberté pour (R+3).

B. Bâtiment (R+6)

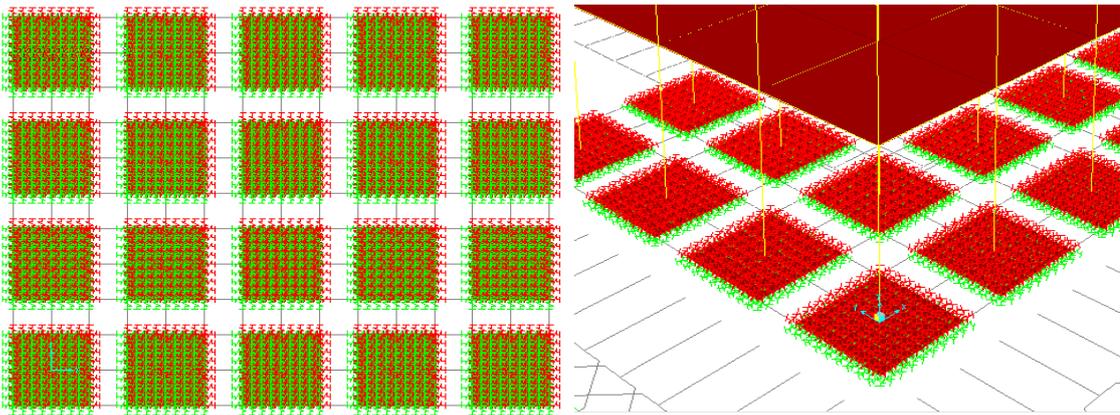


Figure 4.34 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de liberté pour (R+6).

C. Bâtiment (R+9)

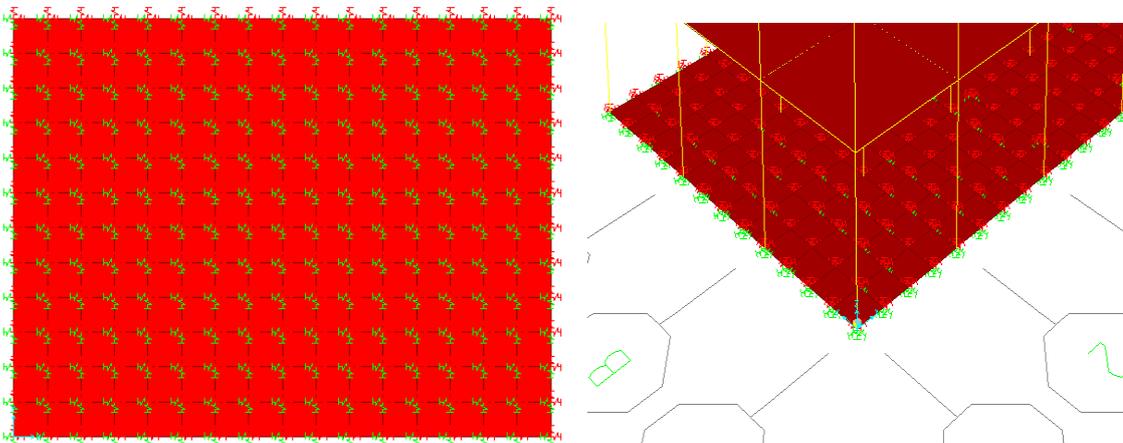


Figure 4.35 : Définition des ressorts suivant les 6 degrés de liberté pour (R+9).

Conclusion

Dans le présent chapitre nous avons mentionné toutes les étapes d'application de la méthode non-linéaire (push-over), ainsi que la méthode d'établissement du spectre format (Sa-Sd) selon l'ATC 40. Puis nous avons détaillé la modalisation du sol, en premier lieu par la modélisation des fondations, ensuite le calcul des raideurs par la méthode de « Newmark-Rosembueth », et en dernier lieu la modélisation des ressorts. Les résultats de cette modélisation seront présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre 5

Résultats d'analyses et interprétations.

Chapitre 5 : Résultats d'analyses et interprétations.

5.1. Introduction

Ce chapitre présente et discute les résultats obtenus en soumettant les modèles numériques du chapitre 4 à des analyses non-linéaires. Pour ce faire une étude comparative est faite sur trois structures R+3, R+6 et R+9 en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS) avec différents types de sol (rocheux, ferme, meuble et très meuble).

Nous allons présenter dans ce qui suit les courbes obtenus de l'analyse push-over pour chaque structure, ainsi que les résultats suivis d'une discussion sur ces derniers.

5.2. Facteurs de comparaison

Dans le but de mieux comprendre le comportement des structures, nous avons choisi d'exprimer les résultats en fonction des facteurs suivants :

5.2.1. La raideur initiale K_e

Elle reflète le comportement de la structure dans le domaine élastique et représente la rigidité maximale en élasticité. Elle correspond à un effort tranchant élastique limite (V_y) et un déplacement élastique limite (D_y), ces derniers sont extraits depuis la courbe de capacité [27].

La raideur « K_e » est définie par la formule suivante : $K_e = V_y / D_y$.

5.2.2. La raideur de la structure au point de performance K_p

Au fur et à mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des endommagements qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale « K_e ». Elle correspond à un effort tranchant plastique (V_p) et un déplacement plastique (D_p), ces derniers sont extraits depuis le point de performance de la structure [27].

La raideur « K_p » est égale à : $K_p = V_p / D_p$.

5.2.3. La demande en ductilité μ_d

La demande en ductilité est exprimée à travers le facteur « μ_d », qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. Plus le facteur « μ_d » augmente, plus le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique devient important [27].

La demande en ductilité est définie par : $\mu_d = D_p / D_y$.

5.2.4. L'indice de dégradation global I_d

Cet indice a une très grande importance dans l'analyse de la performance dynamique des structures, pour mieux estimer l'état de la résistance de la structure, dans les domaines élastique et plastique [27]. L'indice de dégradation global est défini par :

$$I_d = 1 - k_p/k_e$$

5.3. Présentation des résultats et interprétations

Nous allons présenter dans ce qui suit la courbe de capacité et le point de performance en considérant les deux cas (avec et sans ISS), pour les trois structures. Ensuite nous allons exprimer les résultats obtenus dans des tableaux pour pouvoir les interpréter.

5.3.1. Structure R+3

Pour la structure déjà présentée dans le chapitre précédent, s'agissant d'un portique en béton armé ayant des travées de 3m (4 travées suivant X et 3 travées suivant Y) et une hauteur totale de 13m. Les poteaux ont une section de (0,35x0,35) m. La structure repose sur des semelles superficielles (semelles isolées) en béton armé, de section carrée de 1,5m de chaque côté et une hauteur de 0,35m.

A. Résultats sans ISS

- **Sol 1 (Rocheux)**

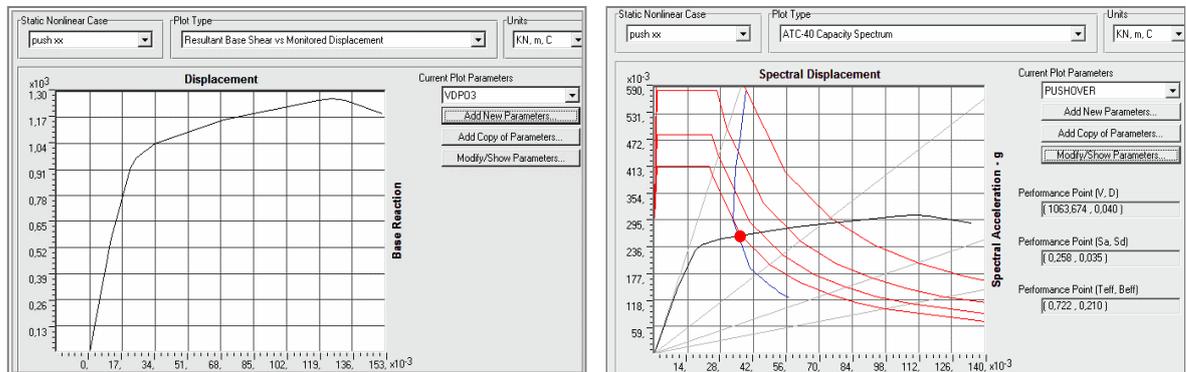


Figure 5.1: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S1/X.

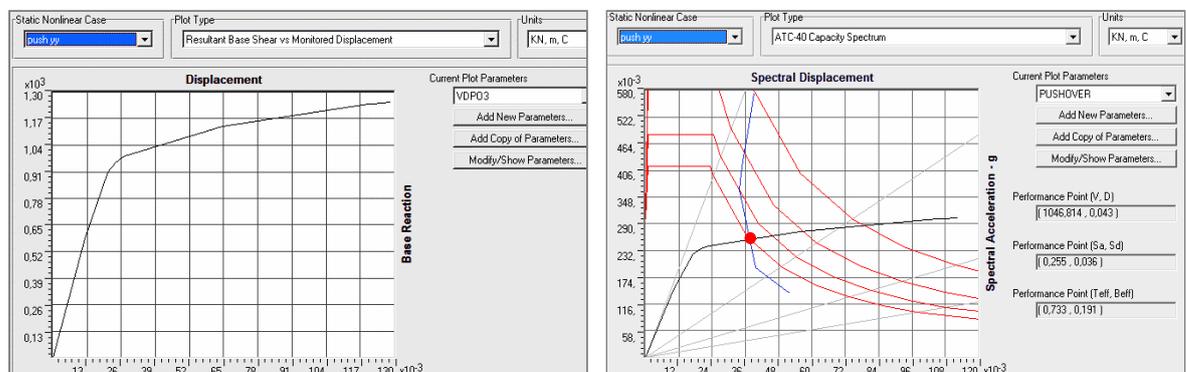


Figure 5.2: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S1/Y.

- Sol 2 (Ferme)

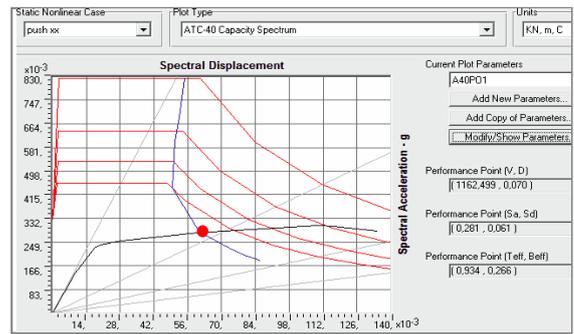
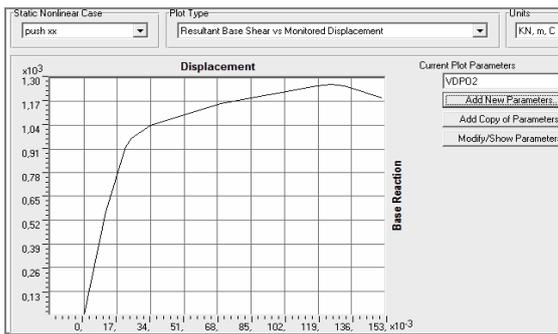


Figure 5.3: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S2/X.

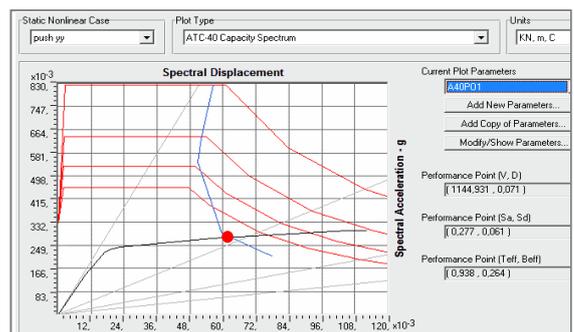
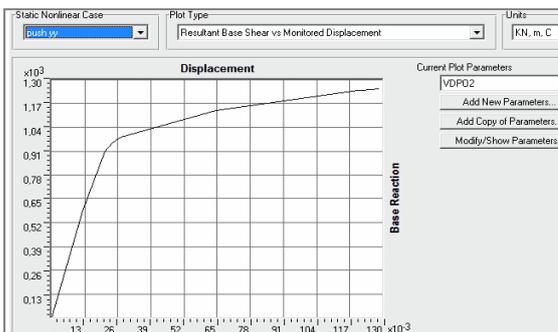


Figure 5.4: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

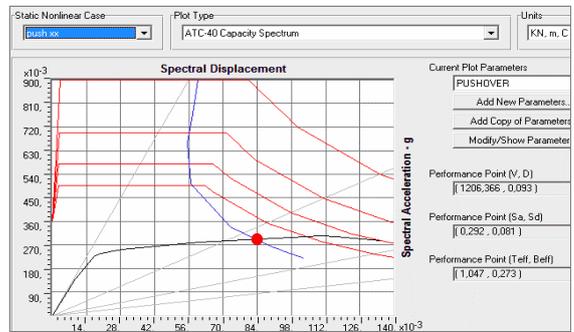
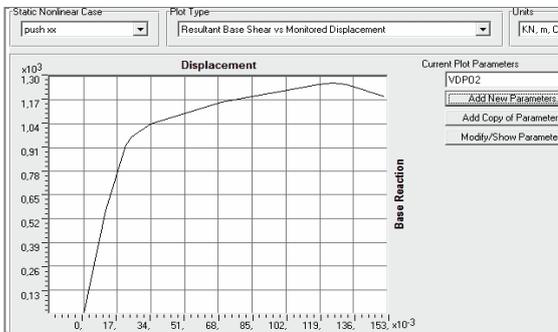


Figure 5.5: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S3/X.

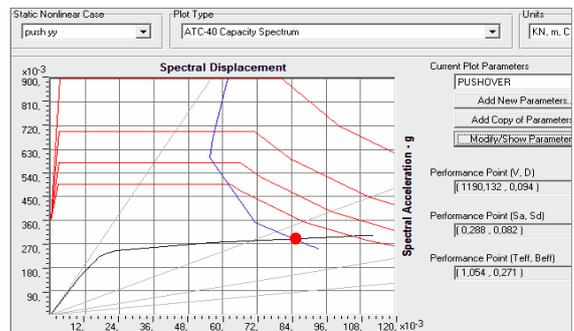


Figure 5.6: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S3/Y.

- Sol 4 (Très meuble)

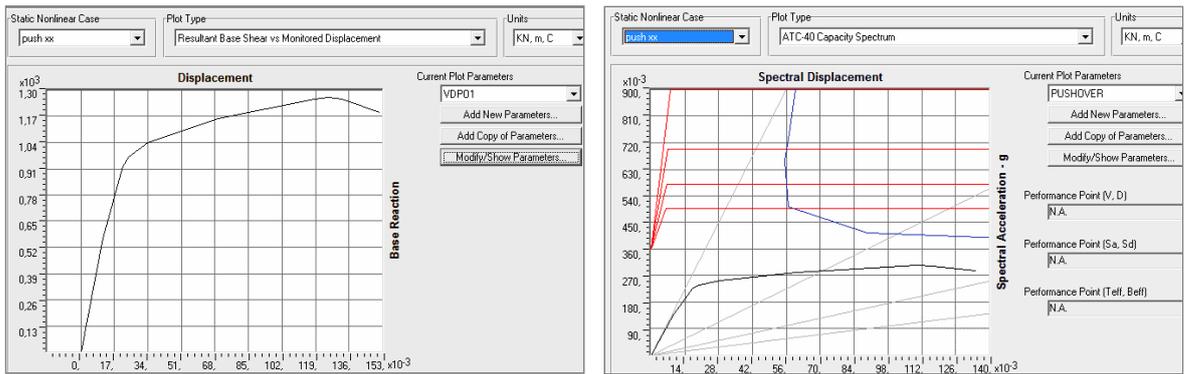


Figure 5.7: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S4/X.

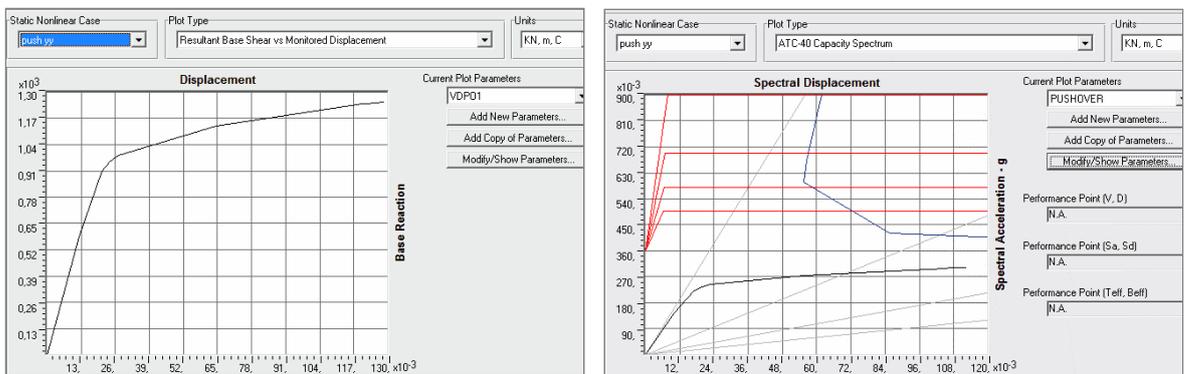


Figure 5.8: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 sans ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.1: Résultats de calcul pour R+3 sans ISS suivant le sens X.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{D_p}{D_y}$	$Id = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
Type desol	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	898,98	0,0205	43852,68	1063,67	0,040	26591,90	1,9512	39,36%
Sol 2	898,98	0,0205	43852,68	1162,49	0,070	16607,13	3,4146	62,13%
Sol 3	898,98	0,0205	43852,68	1206,36	0,093	12971,68	4,5365	70,42%
Sol 4	898,98	0,0205	43852,68	0	0	0	0	100%

Tableau 5.2 : Résultats de calcul pour R+3 sans ISS suivant le sens Y.

Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{Dp}{Dy}$	$Id = 1 - \frac{Kp}{Ke}$
	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	894,57	0,0208	43008,17	1046,81	0,043	24344,51	2,0673	43,40%
Sol 2	894,57	0,0208	43008,17	1144,93	0,071	16125,77	3,4134	62,51%
Sol 3	894,57	0,0208	43008,17	1190,13	0,094	12660,96	4,5192	70,56%
Sol 4	894,57	0,0208	43008,17	0	0	0	0	100%

Observations

Pour cette structure, nous avons constaté que :

- **Etat élastique limite**

Pour une base fixe (encastrée) l'effort tranchant élastique limite (Vy) et le déplacement élastique limite (Dy), restent invariables pour les quatre types de sol suivant les deux sens X et Y, car ils sont extraits depuis la courbe de capacité qui n'est pas influencé par le type de sol vu que la structure est encadrée, c'est pourquoi la rigidité élastique « Ke » ne change pas.

- **Etat limite ultime de résistance**

L'effort tranchant plastique (Vp) augmente du sol 1 au sol 4 de (9% à 13,27%), ainsi que le déplacement plastique (Dp) de (75% à 123,5%). Ces deux derniers (Vp et Dp) sont extraits depuis le point de performance de la structure, qui nous donne l'interaction entre la courbe de capacité et le spectre de réponse du sol, ce point d'intersection nous permet de savoir si la structure est capable de satisfaire la demande sismique ou non et dans quel domaine (élastique, plastique...) se trouve la structure lors d'un éventuel séisme.

Sachant que la courbe de capacité de la structure ne change pas entre les types de sol, nous pouvons constater que seul le spectre de réponse du sol a une influence sur le point de performance. Ce dernier varie en fonction du type de sol (plus le sol est lâche plus l'effet du séisme sera important).

Dans le cas d'une structure sous un sol très meuble (S4) qui n'a pas un point de performance, cela signifie que cette structure ne peut pas satisfaire la demande sismique. Pour affirmer cette remarque

nous avons étudiés les 2 structures (R+0) et (R+1), où le sol n'a pas une grande influence sur leur comportement donc sous un sol 4, contrairement à une structure élancée ces dernières devraient satisfaire la demande sismique, ceci est représenté dans l'Annexe.

Nous remarquons que la rigidité de la structure à l'état plastique « K_p » diminue, vu que la structure devient de plus en plus vulnérable lorsque le sol est lâche.

La rigidité élastique (initiale) est supérieure à la rigidité plastique ($K_e > K_p$), cela est dû à la dégradation des éléments résistants de la structure, lors de l'apparition des rotules plastiques la structure perd sa rigidité considérablement jusqu'à atteindre la rupture.

- **Autres paramètres**

1- La demande en ductilité « μ_d » augmente, elle varie entre [2 ; 4,65]. Ce facteur est en fonction du déplacement élastique qui est constant dans ce cas et le déplacement plastique qui varie selon le spectre du sol, plus le sol est lâche plus les déplacements seront importants.

2- L'indice de dégradation globale de la structure représente une augmentation de l'ordre de 54%, 74% et 144%, car la rigidité plastique « K_p » de la structure diminue ce qui la rend plus vulnérable en se dégradant plus.

Sachant que pour un sol très meuble (S4) il n'y a pas d'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse du sol, pour cela l'indice de dégradation atteint les 100%.

3- Pour les deux directions X et Y, le sens X présente des efforts plus grands que le sens Y, contrairement au déplacement. Cela est dû aux dimensions de la structure suivant les deux sens (4 travées/X et 3 travées/Y), d'où l'on atteint des déplacements plus grands suivant le sens le plus petit (sens Y).

B. Résultats avec ISS

• **Sol 1 (Rocheux)**

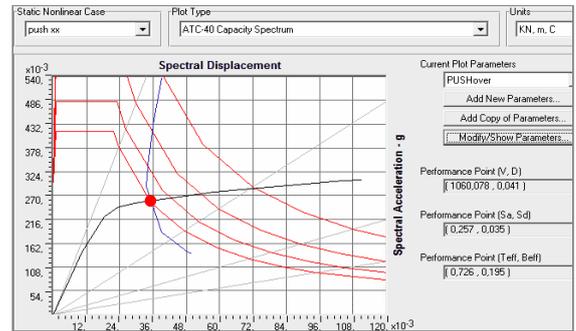
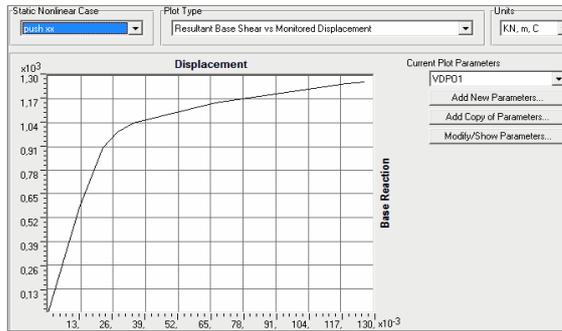


Figure 5.9: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S1/X.

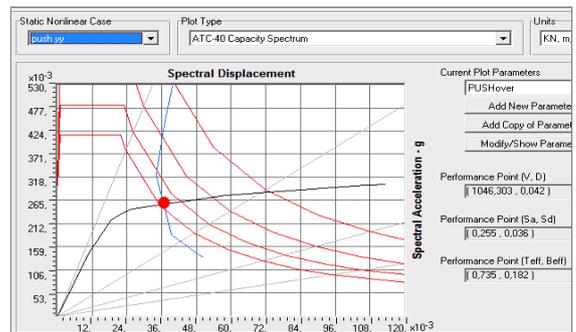
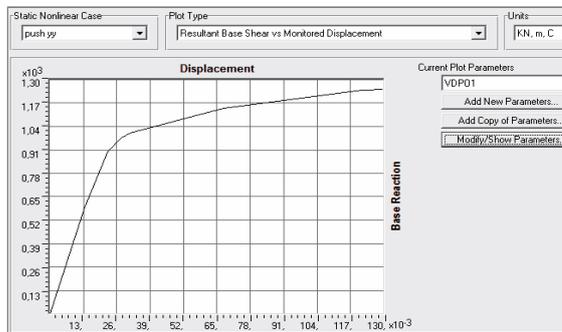


Figure 5.10: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S1/Y.

• **Sol 2 (Ferme)**

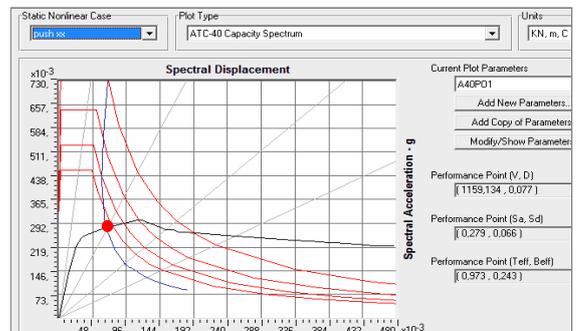
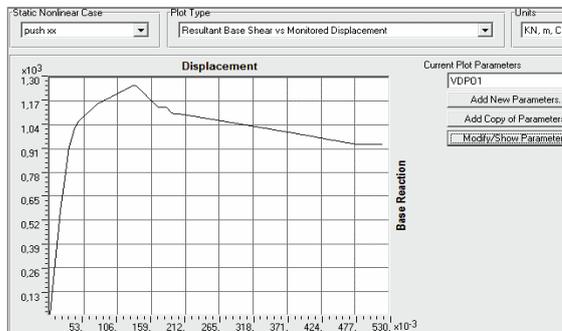


Figure 5.11: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S2/X.

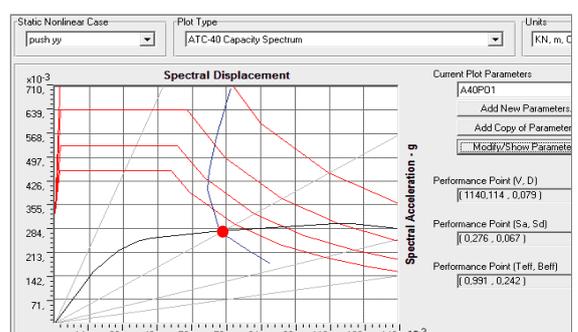
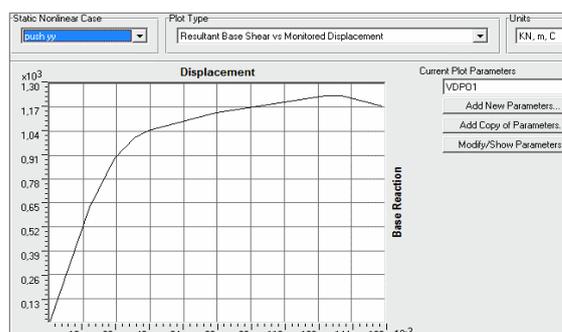


Figure 5.12: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

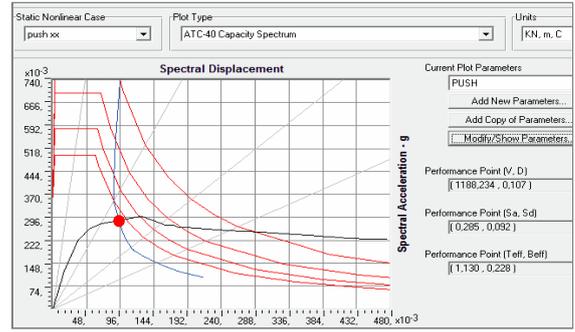
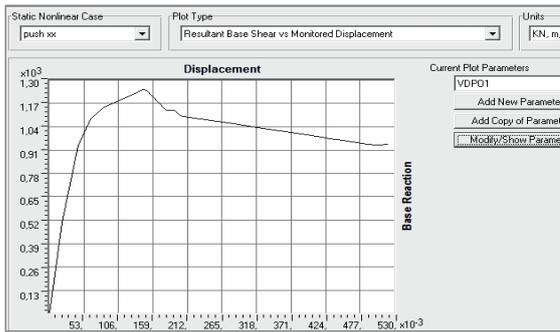


Figure 5.13: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S3/X.

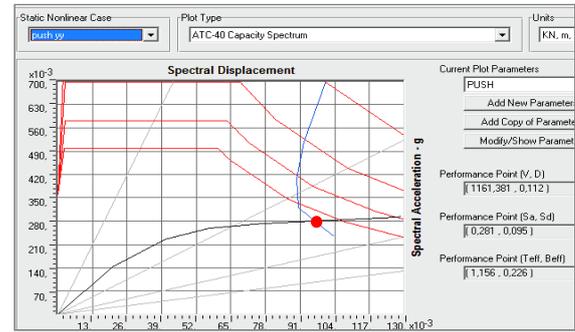
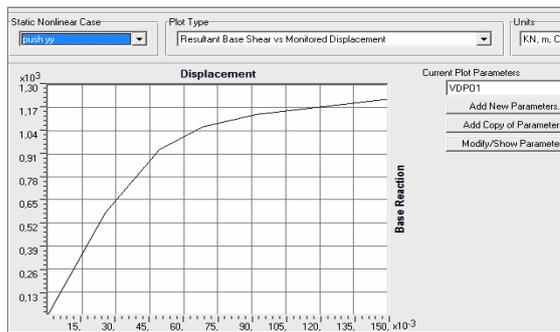


Figure 5.14: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S3/Y.

- Sol 4 (Très meuble)

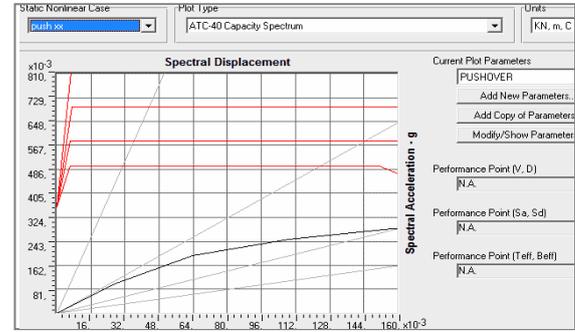
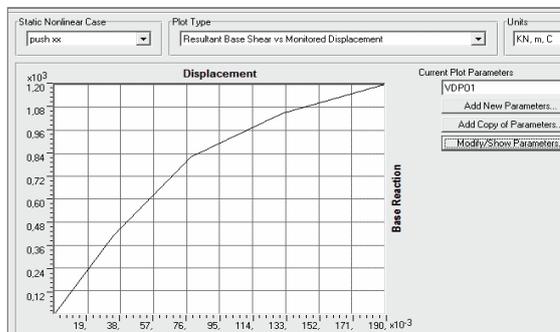


Figure 5.15: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S4/X.

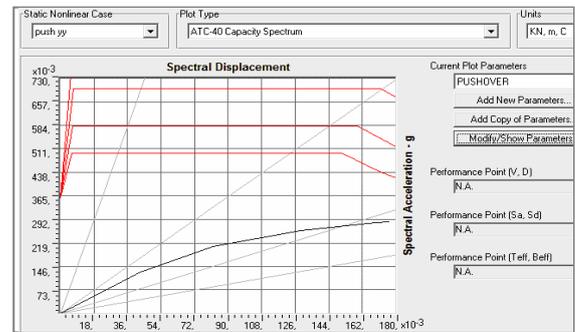
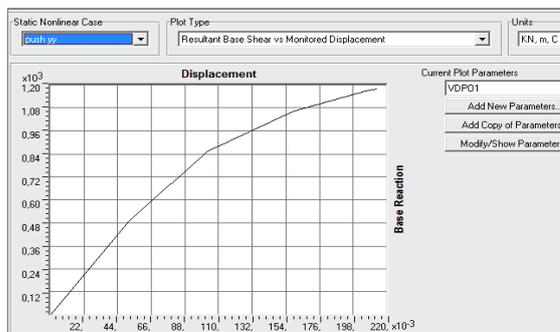


Figure 5.16: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+3 avec ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.3 : Résultats de calcul pour R+3 avec ISS suivant le sens X.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{Dp}{Dy}$	$Id = 1 - \frac{Kp}{Ke}$
Type de sol	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	832,88	0,0230	36212,17	1060,07	0,041	25855,56	1,7826	28,60%
Sol 2	819,66	0,0274	29914,60	1159,13	0,077	15053,64	2,8102	49,68%
Sol 3	789,96	0,0340	23234,12	1188,23	0,107	11104,95	3,1471	52,20%
Sol 4	728,13	0,0800	9101,62	0	0	0	0	100%

Tableau 5.4 : Résultats de calcul pour R+3 avec ISS suivant le sens Y.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{Dp}{Dy}$	$Id = 1 - \frac{Kp}{Ke}$
Type de sol	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	828,47	0,021	39450,95	1046,30	0,042	24911,90	2	36,85%
Sol 2	800,44	0,030	26681,33	1140,11	0,079	14431,82	2,63	45,91%
Sol 3	777,96	0,036	21082,93	1161,38	0,112	10369,47	3,03	50,82%
Sol 4	718,13	0,084	8549,16	0	0	0	0	100%

Observations

En introduisant l'interaction sol-structure nous remarquons que :

- **Etat élastique limite**

L'effort tranchant élastique (Vy) diminue du sol 1 jusqu'au sol 4 de (1.58%, 5.15% et 12.57%) respectivement, avec une augmentation de déplacement élastique (Dy) de (39.08%, 72.58% et 306.09%).

Cela est dû aux ressorts intégrés à la base de la structure, sachant que leurs raideurs diffèrent (diminue du sol 1 au sol 4). Ces ressorts rendent la structure plus libre, donc sous un sol lâche elle se déplace plus que sous un sol rocheux (rigide), avec des efforts plus petits.

Nous constaterons que la rigidité maximale de la structure en élasticité « K_e » diminue du sol 1 jusqu'au sol 4, parce que les ressorts introduits pour un sol lâche (S4) ont une raideur moins importante que ceux pour un sol rocheux (S1).

- **Etat limite ultime de résistance**

L'effort tranchant plastique (V_p) augmente du sol 1 au sol 4 de (9,34% à 12,08%), ainsi que le déplacement plastique (D_p) de (87,80% à 160,97%), donc plus le sol est lâche plus la structure devient vulnérable et son degré de pénétration dans le domaine plastique augmente, ce qui explique l'augmentation de l'effort tranchant (V_p) du sol 1 (rocheux) jusqu'au sol 4 (très meuble) où le point de performance n'existe pas (la structure ne peut satisfaire la demande sismique).

Ainsi, plus la raideur des ressorts diminue la structure sera libre de se déplacer (plus ductile), d'après la formule ($F=K.X$) nous observons que si les déplacements augmentent la rigidité diminue, ce qui explique la diminution de la rigidité plastique (K_p).

- **Autres paramètres**

1- La demande en ductilité « μ_d » augmente entre les types de sol, elle varie entre [2 ; 3,25]. Donc une structure sous un sol meuble est plus ductile que celle sous un sol rocheux (raideur des ressorts plus importante), d'où son degré de pénétration dans le domaine plastique augmente.

2- L'indice de dégradation globale de la structure augmente entre les types de sol de (28%, 34% et 157%) respectivement. Ceci signifie que lorsque le sol est lâche la structure se dégrade de plus en plus jusqu'à la ruine totale de cette dernière sous un sol très meuble (S4) avec une dégradation de 100%.

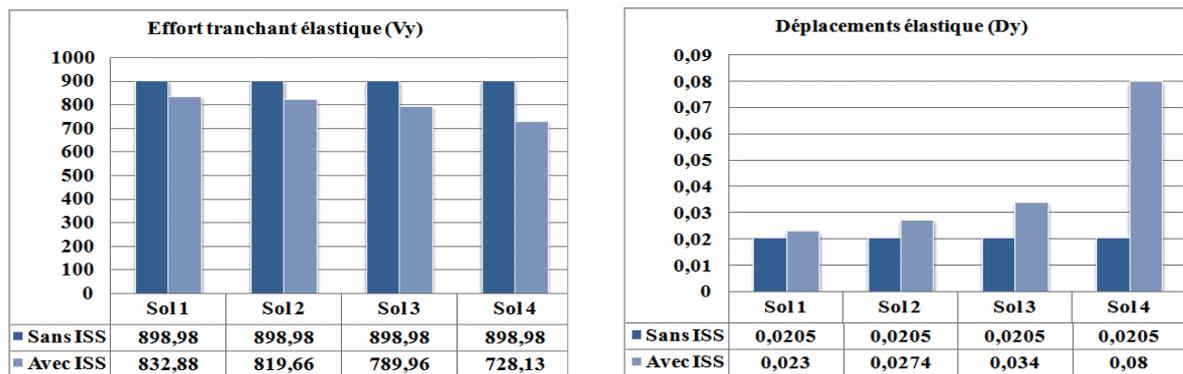
3- Pour les deux sens X et Y la différence est au niveau des efforts, qui sont plus grand suivant le sens X et les déplacements plus grands suivant le sens Y. Cette différence est due aux dimensions de la structure.

Comparaison

Tant que la structure est encadrée à sa base, le type de sol n'a aucune influence sur la courbe de capacité de cette dernière. Par contre en modélisant le sol par des ressorts (prise en compte de l'interaction sol-structure), ce dernier aura une influence sur le comportement de la structure.

Dans le but de comparer entre les deux cas (encadrée et avec ISS) nous présenterons dans ce qui suit les résultats des histogrammes suivant le sens X, sachant que les deux sens ont le même comportement.

- **Etat élastique limite**

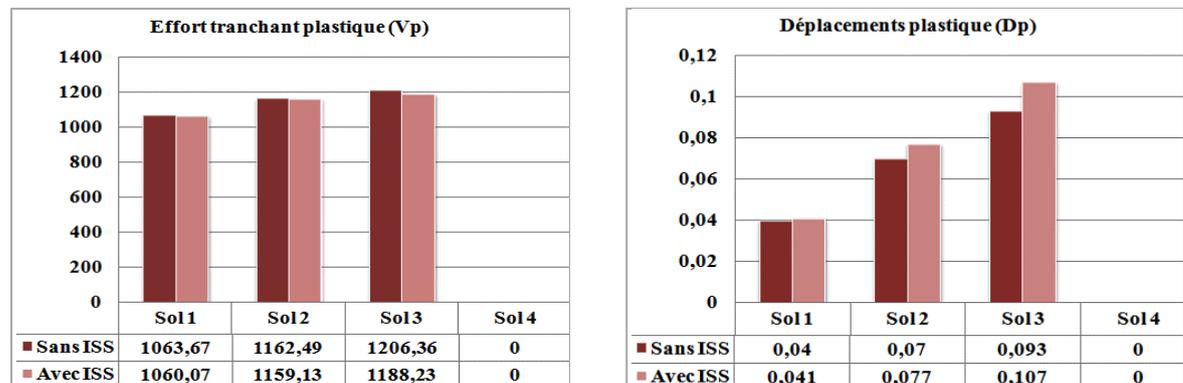


Histogramme 5.1: Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour la structure R+3.

D'après les histogrammes si dessus nous remarquons que pour une structure avec ISS, l'effort tranchant élastique (Vy) est petit par rapport à celle encadrée à la base. Cela signifie que cette dernière est plus rigide (les efforts augmentent lorsque la rigidité est grande), donc une structure encadrée présente généralement le cas le plus défavorable.

Ainsi, d'après l'histogramme de déplacement élastique (Dy), nous constatons qu'une structure avec ISS nous donne des déplacements plus importants que ceux pour une base fixe. Car lorsque le sol est modélisé par des ressorts, la structure sera plus libre de se déplacer grâce à ces derniers.

- **Etat limite ultime de résistance**



Histogramme 5.2: Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour la structure R+3.

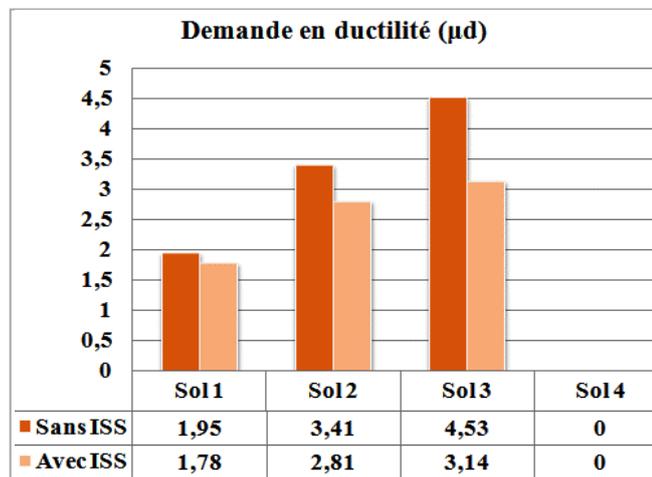
Pour l'effort tranchant plastique (V_p) nous remarquons qu'il est supérieur dans le cas d'une structure encadrée, contrairement au cas de prise en compte de l'ISS.

Une structure avec ISS se déplace plus qu'une structure encadrée à sa base. Par conséquent cette dernière stocke de l'énergie qui est ensuite libérée sous forme de déformations, en limitant les contraintes.

Remarque

La rigidité élastique ainsi que la rigidité plastique, diminuent d'une structure encadrée à celle avec ISS. Cette dernière (ISS) comprend des ressorts qui représentent le sol avec une raideur inférieure à celle où la structure est considérée encadrée à sa base.

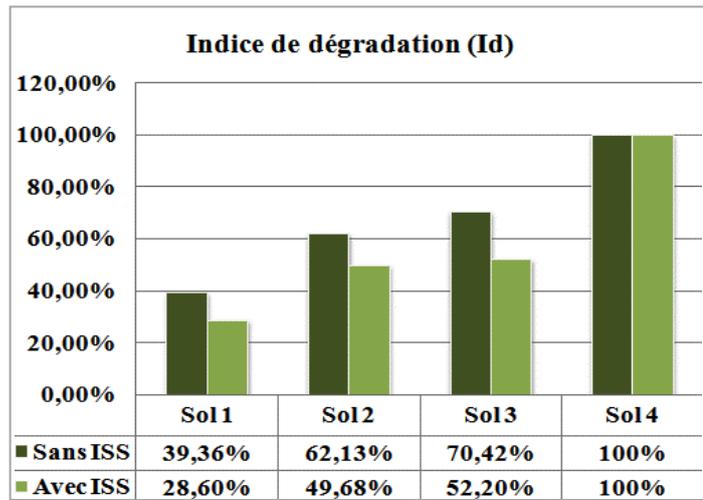
- **La demande en ductilité « μ_d »**



Histogramme 5.3: Demande en ductilité pour la structure R+3.

La demande en ductilité varie de [1,95 ; 4.53] pour la structure encadrée et [1,78 ; 3,14] pour celle avec ISS, d'où la structure encadrée à un degré de pénétration dans le domaine plastique plus important. Sachant que la ductilité est la capacité d'un matériau, élément ou toute une structure à se déformer dans le domaine inélastique sans se rompre, l'utilisation de cette dernière doit être limitée pour garder une certaine stabilité de la structure.

• L'indice de dégradation globale « Id »



Histogramme 5.4: L'indice de dégradation pour la structure R+3.

D'après l'historgramme de l'indice de dégradation, nous constatons que la structure sous une base encastree s'endommage sous l'effet du seisme plus que celle avec ISS. Donc nous pouvons confirmer que cette derniere represente le cas le plus defavorable (etude securitaire).

Remarque

Pour le sol 1 (rocheux), les resultats des deux structures (encastrees et avec ISS), sont proches l'un de l'autre. Plus le sol devient lache, plus la difference entre les deux cas sera considerable.

5.3.2. Structure R+6

Pour la structure déjà présentée dans le chapitre précédent, s'agissant d'un portique en béton armé ayant des travées de 3m (4 travées suivant X et 3 travées suivant Y) et une hauteur totale de 22m. Les poteaux ont une section de (0,40x0,40) m du RDC jusqu'au 3eme étage, (0,35x0,35) m du 4eme jusqu'au 6eme étage, La structure repose sur des semelles superficielles (semelles isolées) en béton armé, de section carrée de 2 m de chaque côté et une hauteur de 0,45m.

A Résultats sans ISS

- Sol 1 (Rocheux)

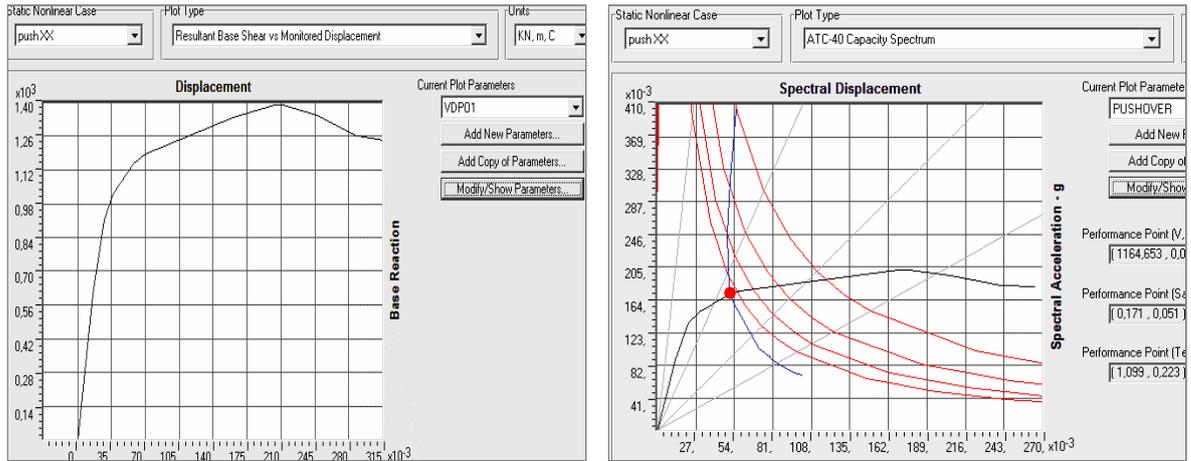


Figure 5.17: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S1/X.

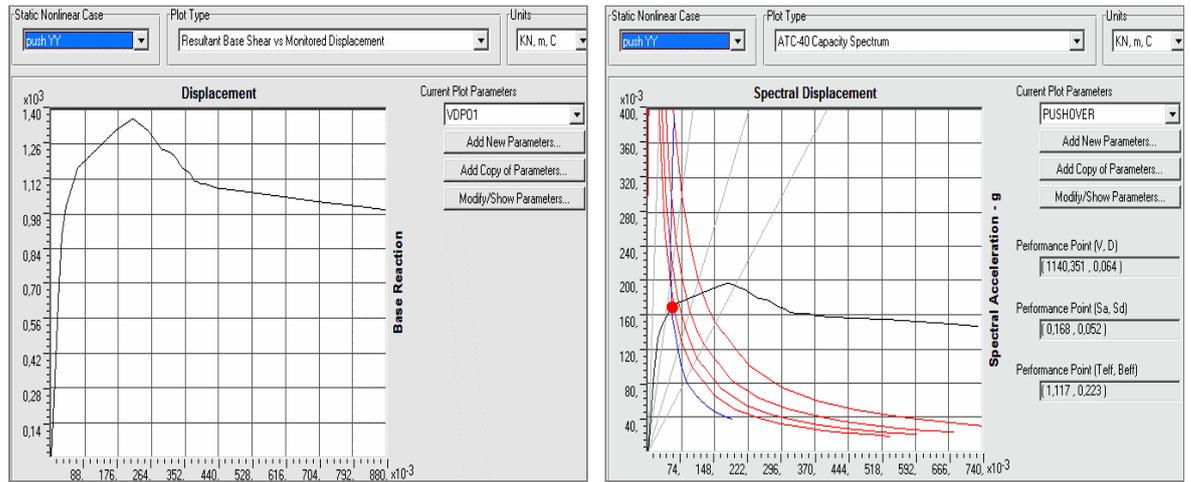


Figure 5.18: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S1/Y.

- Sol 2 (Ferme)

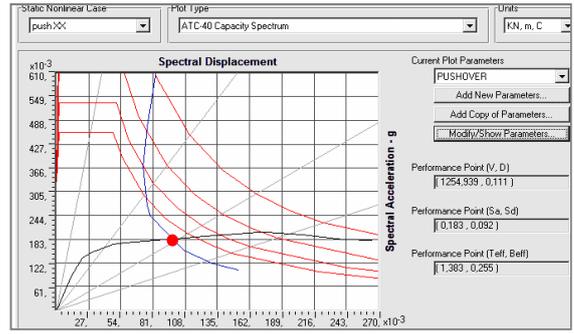
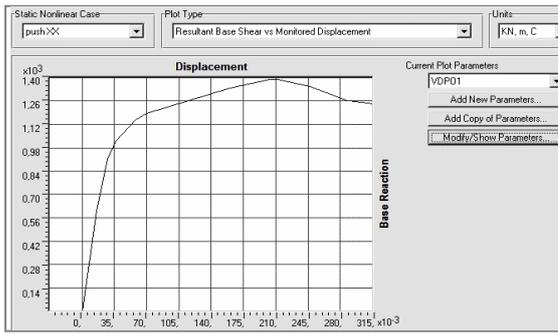


Figure 5.19: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S2/X.

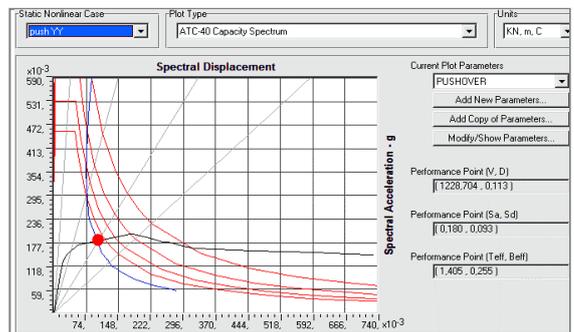
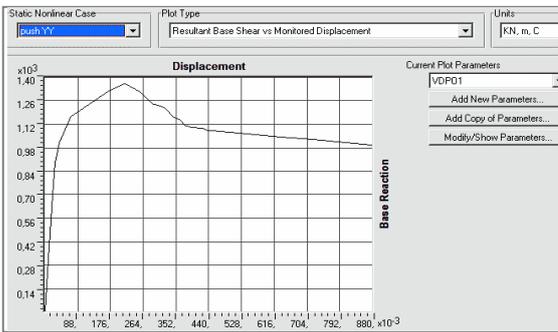


Figure 5.20: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

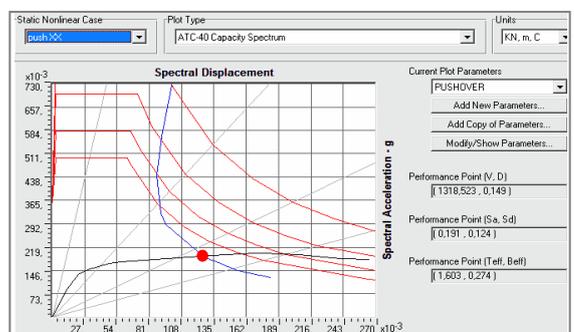
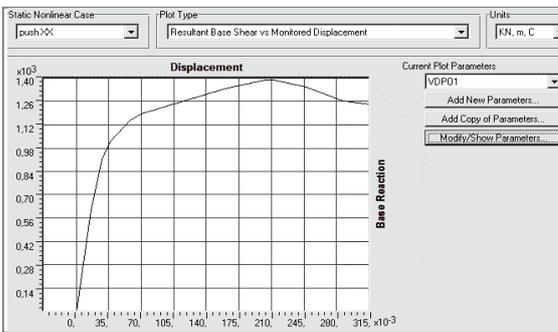


Figure 5.21: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S3/X.

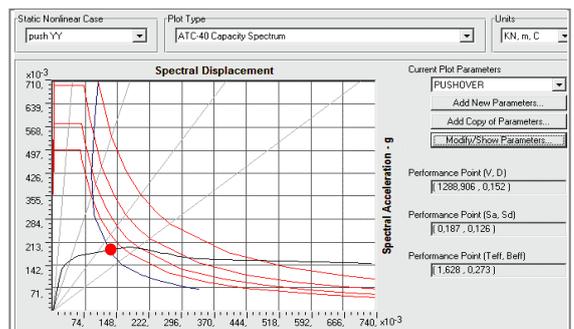
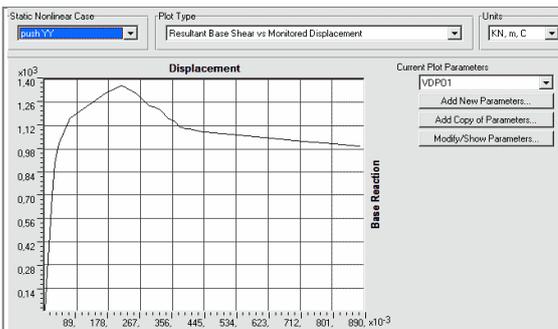


Figure 5.22: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S3/Y.

• Sol 4 (Très meuble)

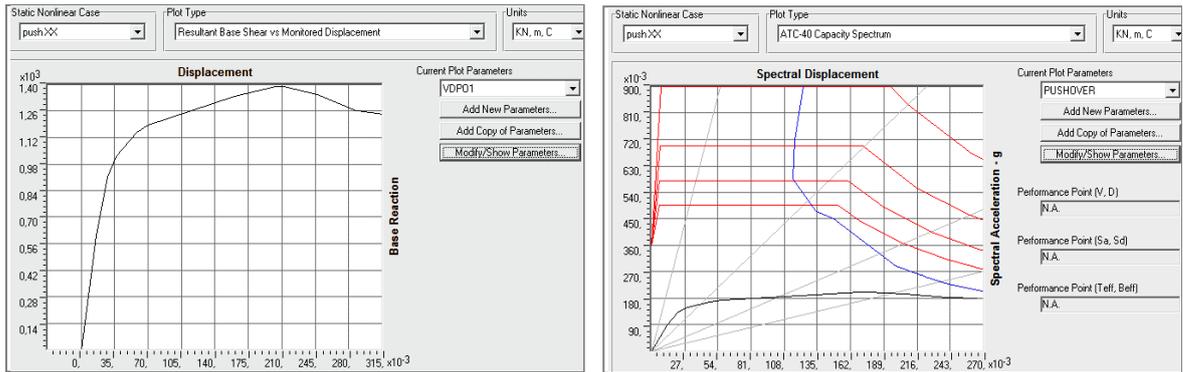


Figure 5.23: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S4/X.

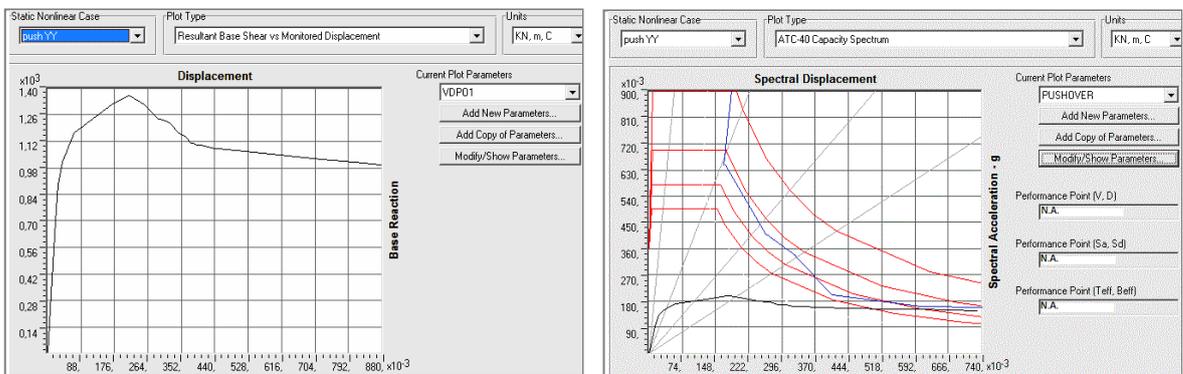


Figure 5.24: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 sans ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.5 : Résultats de calcul pour R+6 sans ISS suivant le sens X.

Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu_d = \frac{D_p}{D_y}$	$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
	V_y [KN]	D_y [m]	K_e [KN/m]	V_p [KN]	D_p [m]	K_p [KN/m]	μ_d	I_d [%]
Sol 1	910,44	0,0276	32986,96	1164,65	0,063	18486,51	2,2826	43,96%
Sol 2	910,44	0,0276	32986,96	1254,93	0,111	11305,68	4,0217	65,73%
Sol 3	910,44	0,0276	32986,96	1318,52	0,149	8849,12	5,3985	73,17%
Sol 4	910,44	0,0276	32986,96	0	0	0	0	100%

Tableau 5.6 : Résultats de calcul pour R+6 sans ISS suivant le sens Y.

Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu_d = \frac{D_p}{D_y}$	$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
	V _y [KN]	D _y [m]	K _e [KN/m]	V _p [KN]	D _p [m]	K _p [KN/m]	μ_d	I _d [%]
Sol 1	908,57	0,028	32448,93	1140,35	0,064	17817,97	2,2857	45,09%
Sol 2	908,57	0,028	32448,93	1228,70	0,113	10873,45	4,0357	66,49%
Sol 3	908,57	0,028	32448,93	1288,90	0,152	8479,60	5,4285	73,87%
Sol 4	908,57	0,028	32448,93	0	0	0	0	100%

B Résultats avec ISS

- Sol 1 (Rocheux)

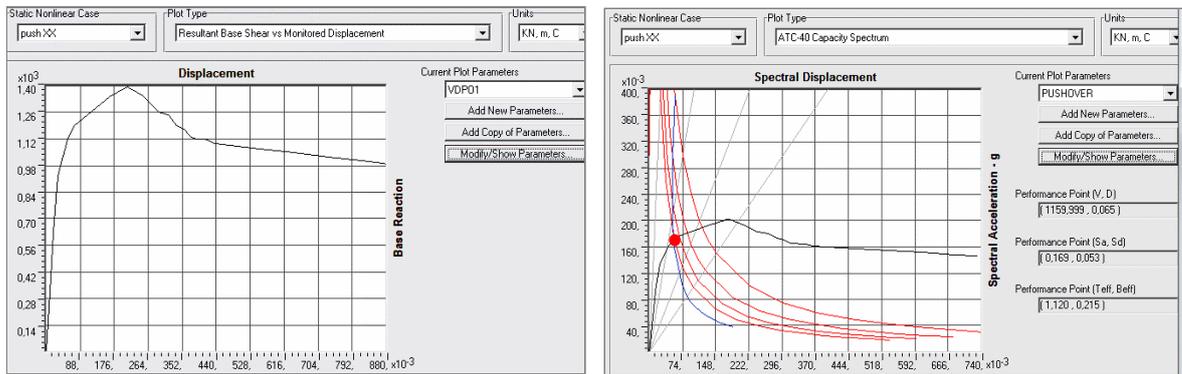


Figure 5.25: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S1/X.

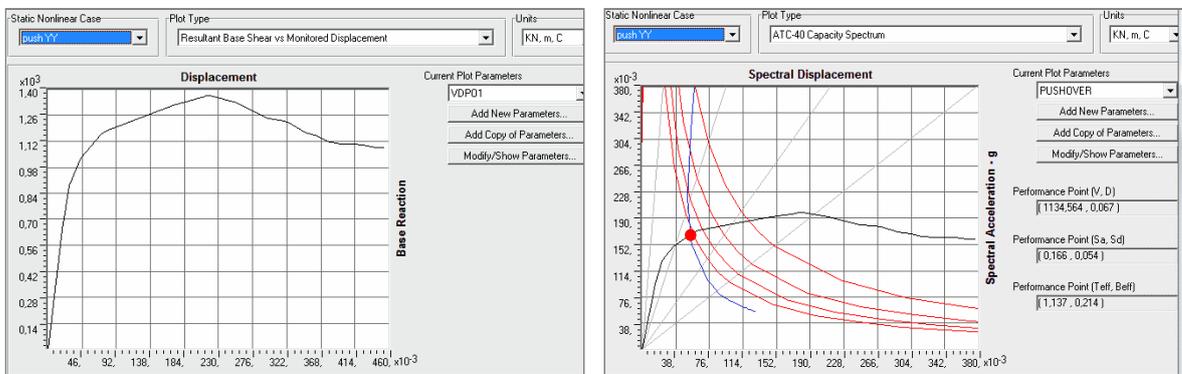


Figure 5.26: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S1/Y.

- Sol 2 (Ferme)

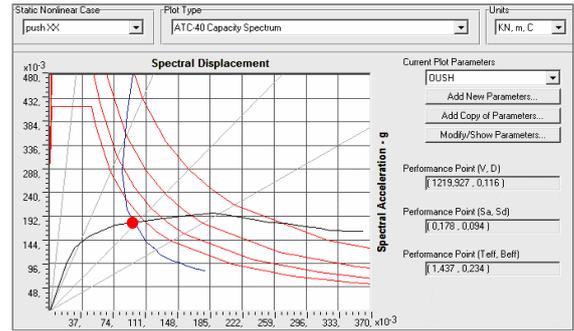
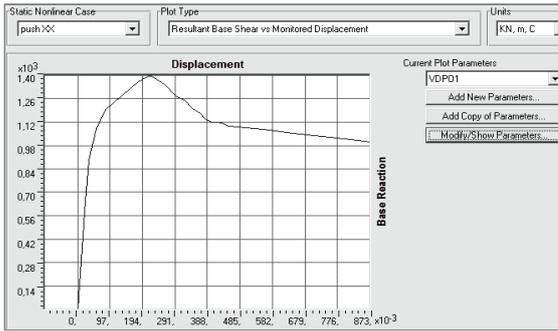


Figure 5.27: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S2/X.

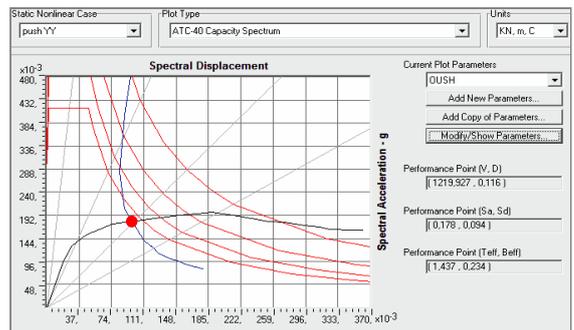
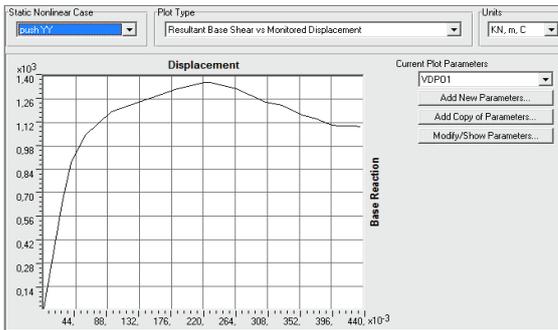


Figure 5.28: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

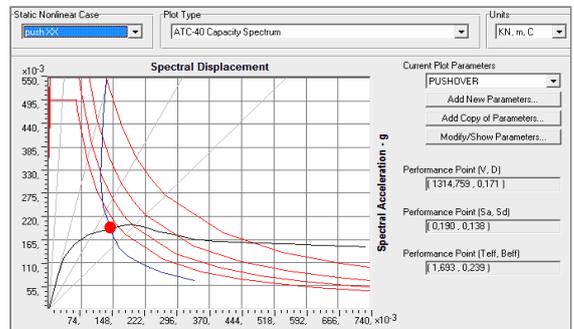
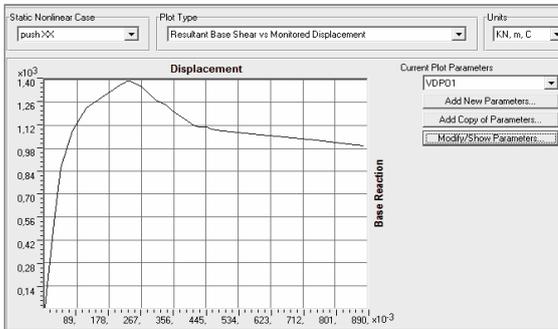


Figure 5.29: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S3/X.

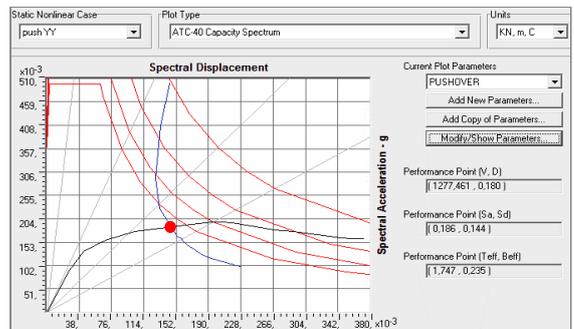
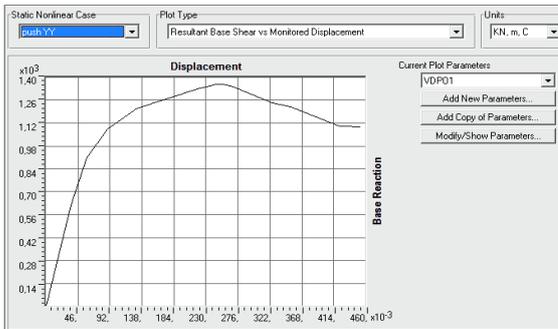


Figure 5.30: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S3/Y.

• Sol 4 (Très meuble)

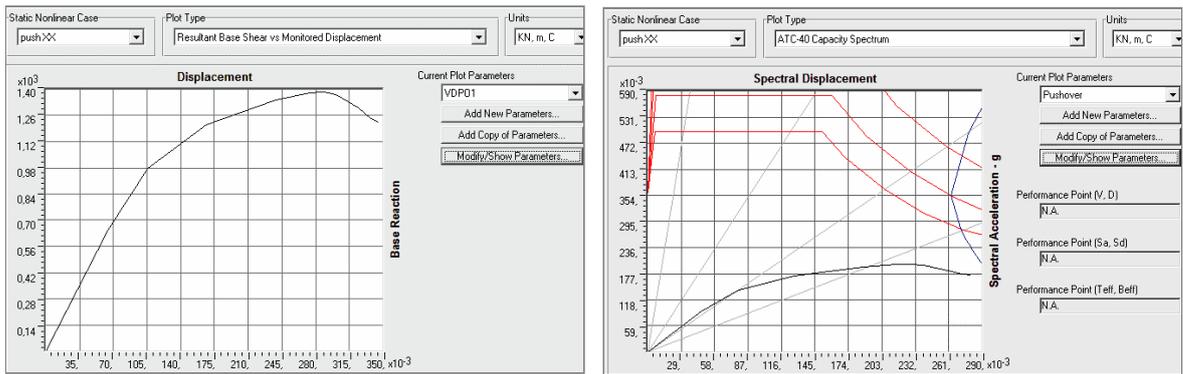


Figure 5.31: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S4/X.

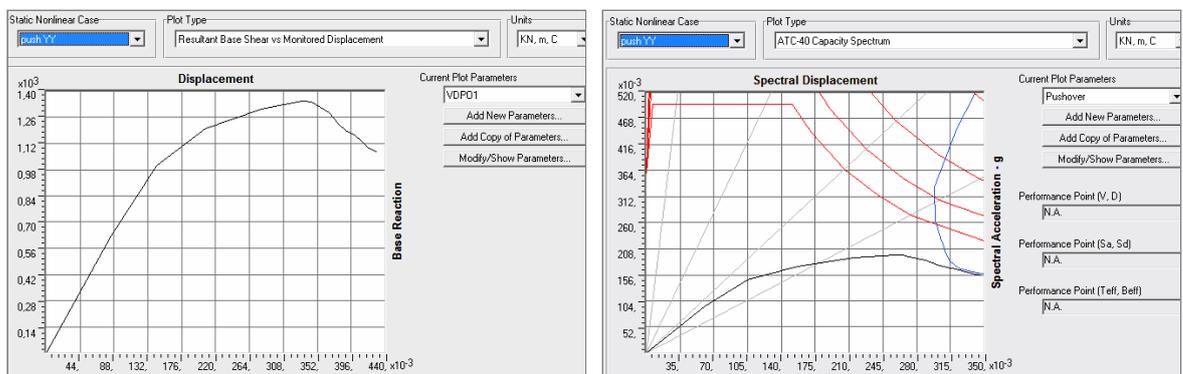


Figure 5.32: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+6 avec ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

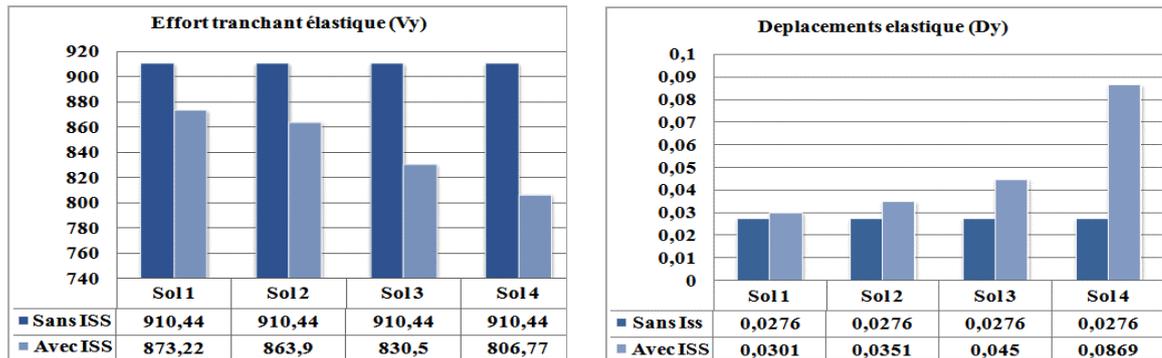
Tableau 5.7 : Résultats de calcul pour R+6 avec ISS suivant le sens X.

Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu_d = \frac{D_p}{D_y}$	$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
	V _y [KN]	D _y [m]	K _e [KN/m]	V _p [KN]	D _p [m]	K _p [KN/m]	μ_d	I _d [%]
Sol 1	873,22	0,0301	29010,63	1159,99	0,065	17846	2,1594	38,48%
Sol 2	863,90	0,0351	24612,54	1219,92	0,116	10516,61	3,3048	57,27%
Sol 3	830,50	0,0450	18455,56	1314,75	0,171	7688,59	3,8000	58,34%
Sol 4	806,77	0,0869	9283,89	0	0	0	0	100%

Tableau 5.8 : Résultats de calcul pour R+6 avec ISS suivant le sens Y.

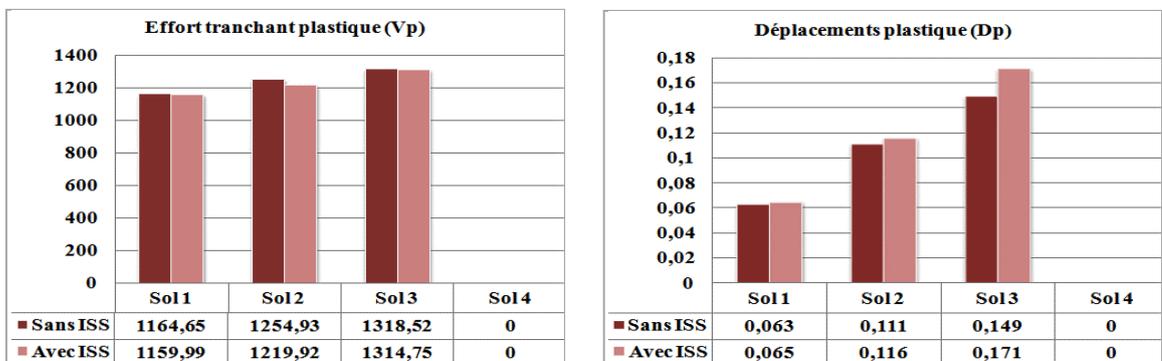
Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{Dp}{Dy}$	$Id = 1 - \frac{Kp}{Ke}$
	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	892,20	0,0302	29543,05	1134,56	0,067	16933,73	2,2185	42,68%
Sol 2	863,72	0,0352	24537,50	1219,92	0,116	10516,61	3,2954	57,14%
Sol 3	844,73	0,0430	19644,88	1277,46	0,180	7097	4,1860	63,87%
Sol 4	811,52	0,1137	7137,379	0	0	0	0	100%

• Etat élastique limite



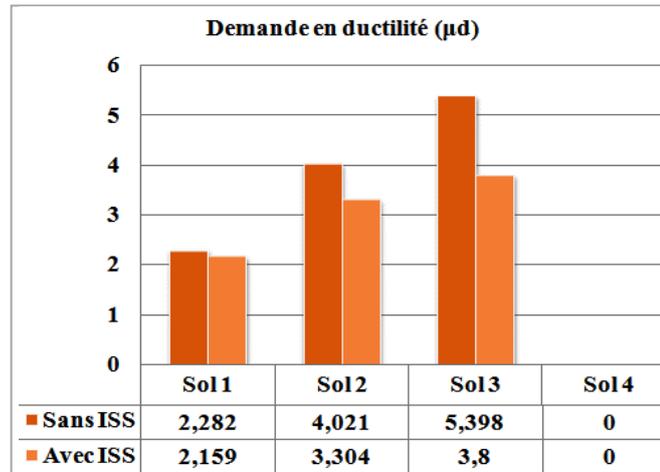
Histogramme 5.5: Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour la structure R+6.

• Etat limite ultime de résistance



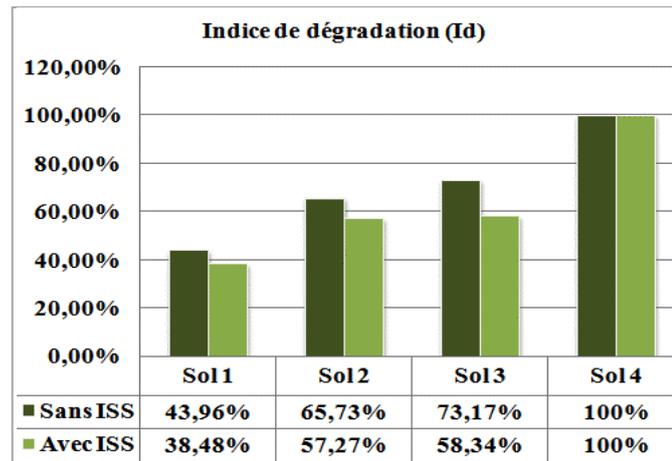
Histogramme 5.6: Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour la structure R+6.

- La demande en ductilité « μd »



Histogramme 5.7: Demande en ductilité pour la structure R+6.

- L'indice de dégradation globale « I_d »



Histogramme 5.8: Indice de dégradation pour la structure R+6.

Observations

Nous notons pour la structure (R+6) les mêmes observations précédentes (avec et sans ISS) car cette structure présente le même comportement que la précédente (R+3).

5.3.3. Structure R+9

Pour la structure déjà présentée dans le chapitre précédent, s'agissant d'un portique en béton armé ayant des travées de 3m (4 travées suivant X et 3 travées suivant Y) et une hauteur totale de 31m. Les poteaux ont une section de (0,45x0,45) m du RDC jusqu'au 3eme étage, (0,40x0,40) m du 4eme jusqu'au 6eme étage et (0,35x0,35) m du 7eme jusqu'au 9eme étage, La structure repose sur des semelles superficielles (radier) en béton armé, d'une hauteur de 0,60 m.

A Résultats sans ISS

- **Sol 1 (Rocheux)**

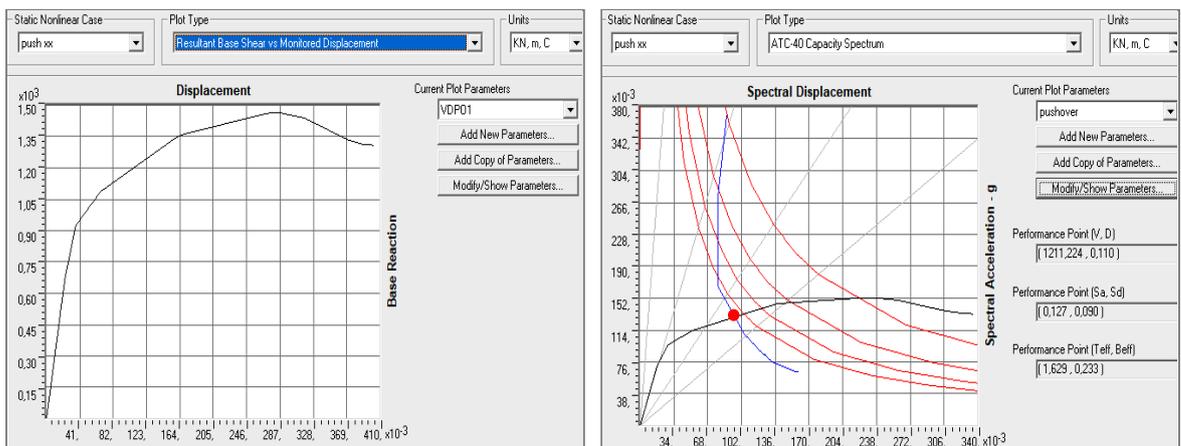


Figure 5.33: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S1/X.

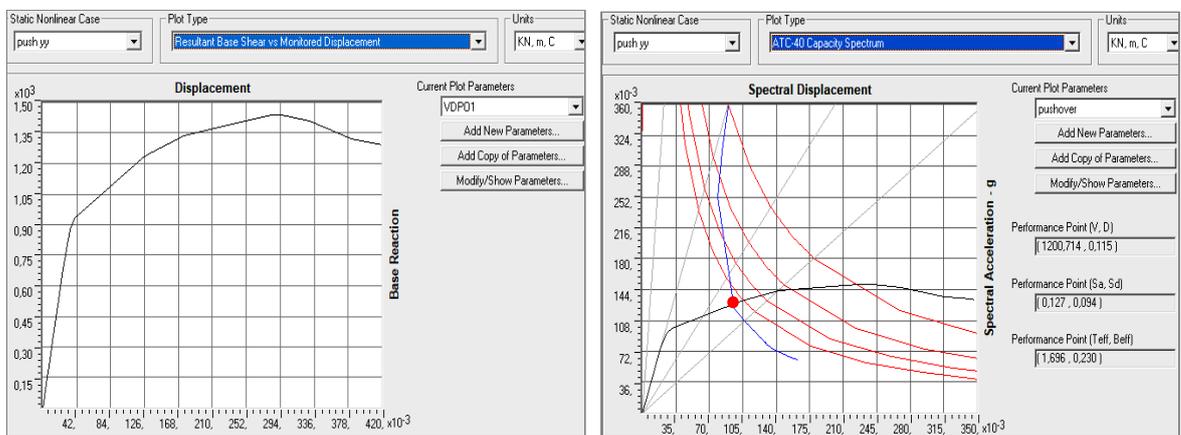


Figure 5.34: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S1/Y.

- Sol 2 (Ferme)

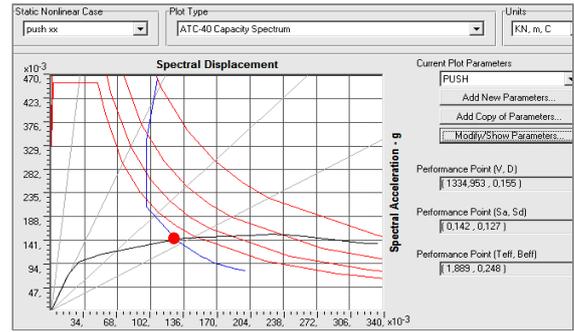
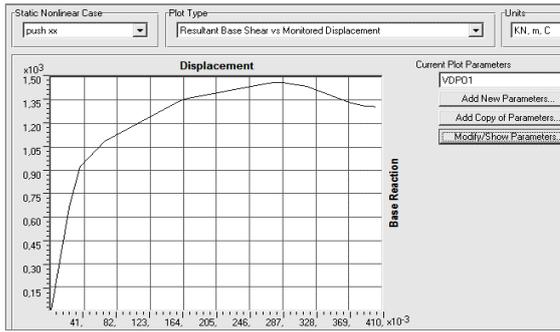


Figure 5.35: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S2/X.

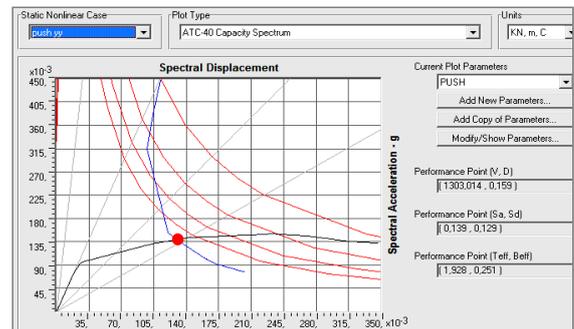
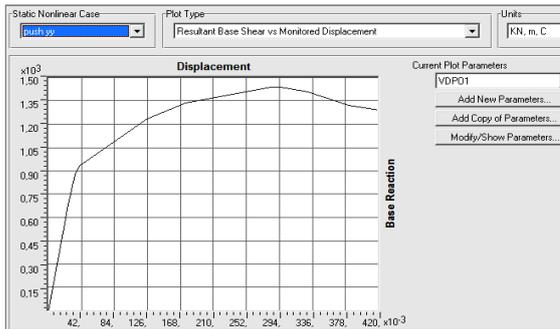


Figure 5.36: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

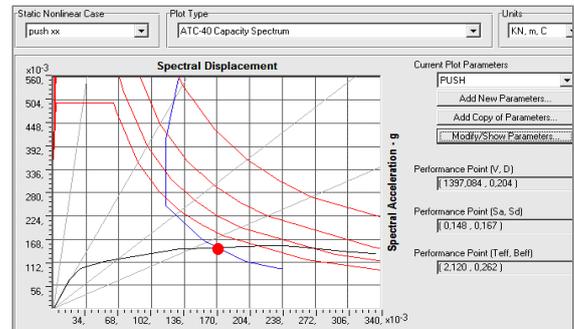
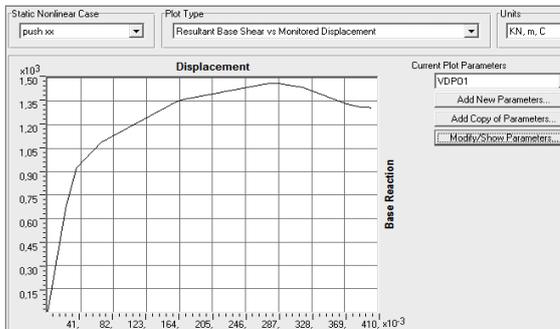


Figure 5.37: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S3/X.

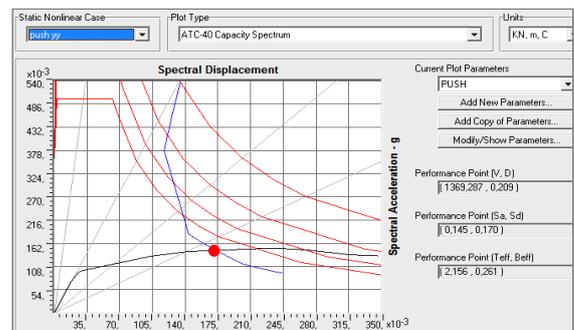
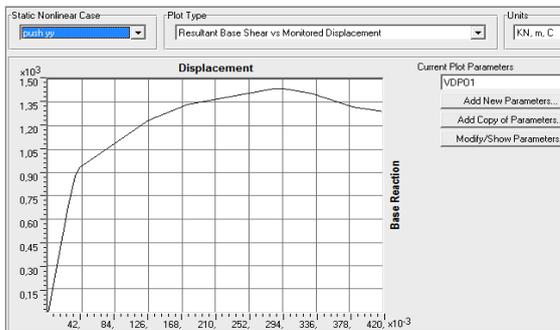


Figure 5.38: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S3/Y.

• Sol 4 (Très meuble)

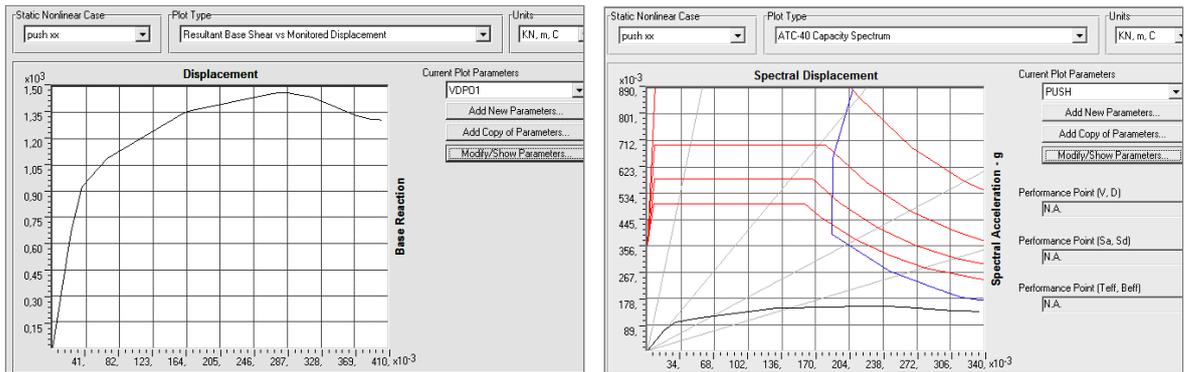


Figure 5.39: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S4/X.

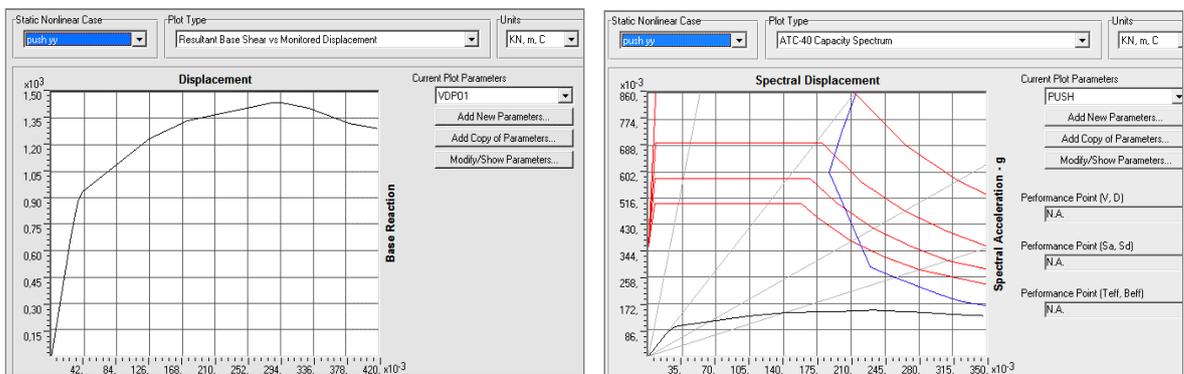


Figure 5.40: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 sans ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.9 : Résultats de calcul pour R+9 sans ISS suivant le sens X.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{D_p}{D_y}$	$Id = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
Type de sol	V _y [KN]	D _y [m]	K _e [KN/m]	V _p [KN]	D _p [m]	K _p [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	921,32	0,036	25592,22	1143,70	0,086	13298,90	2,3888	48,04%
Sol 2	921,32	0,036	25592,22	1334,95	0,155	8612,58	4,3055	66,35%
Sol 3	921,32	0,036	25592,22	1397,08	0,204	6848,45	5,6666	73,24%
Sol 4	921,32	0,036	25592,22	0	0	0	0	100%

Tableau 5.10 : Résultats de calcul pour R+9 sans ISS suivant le sens Y.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{D_p}{D_y}$	$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
Type de sol	V _y [KN]	D _y [m]	K _e [KN/m]	V _p [KN]	D _p [m]	K _p [KN/m]	μd	I _d [%]
Sol 1	909,03	0,0367	24769,21	1118,96	0,092	12162,65	2,5068	50,90%
Sol 2	909,03	0,0367	24769,21	1303,01	0,159	8195,05	4,3324	66,91%
Sol 3	909,03	0,0367	24769,21	1369,28	0,209	6551,57	5,6948	73,55%
Sol 4	909,03	0,0367	24769,21	0	0	0	0	100%

B Résultats avec ISS

- Sol 1 (Rocheux)

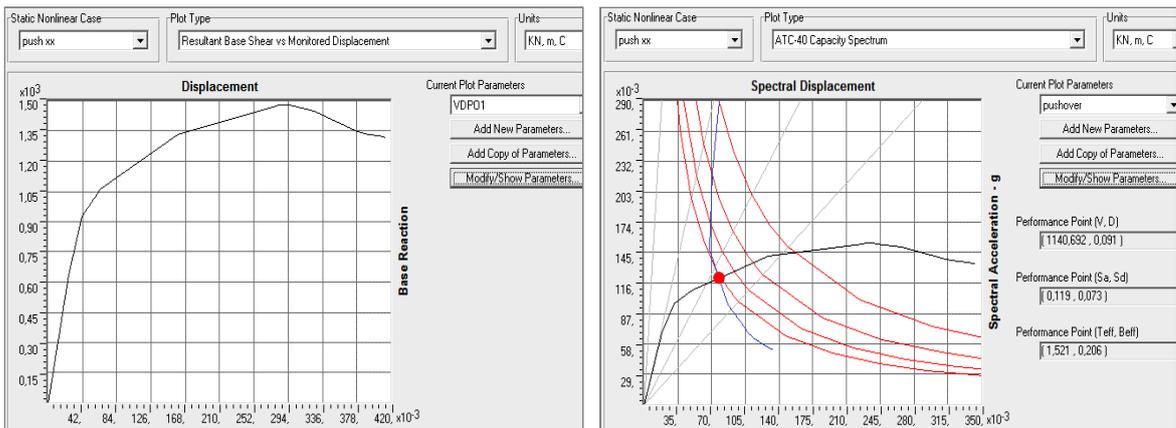


Figure 5.41: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S1/X.

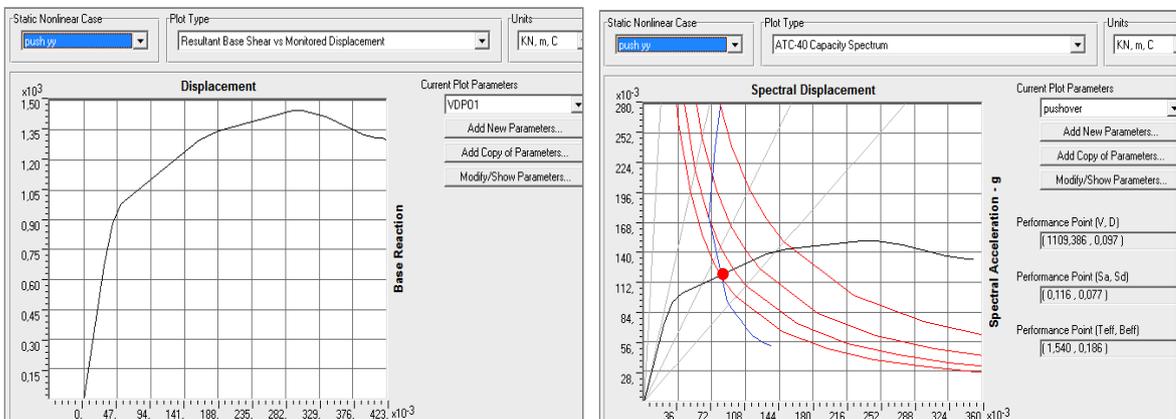


Figure 5.42: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S1/Y.

- Sol 2 (Ferme)

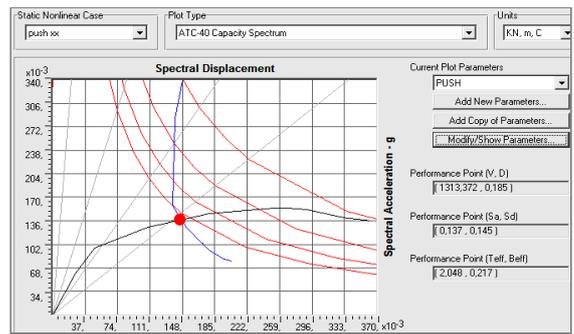
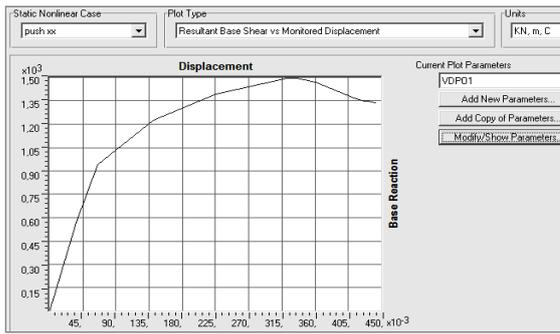


Figure 5.43: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S2/X.

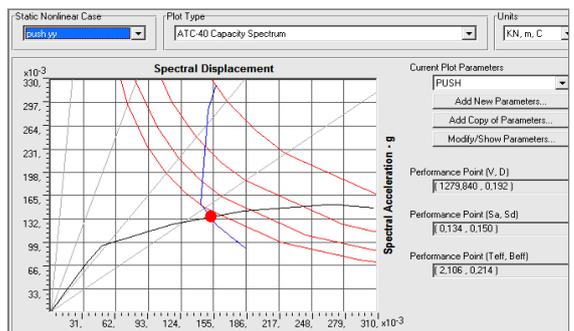
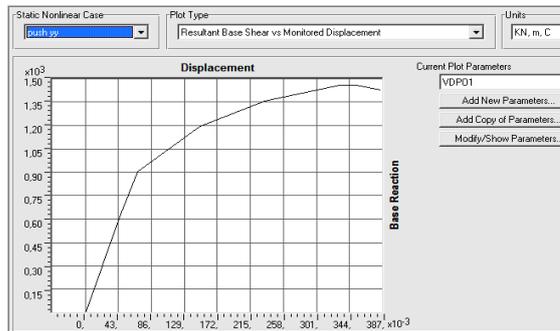


Figure 5.44: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S2/Y.

- Sol 3 (Meuble)

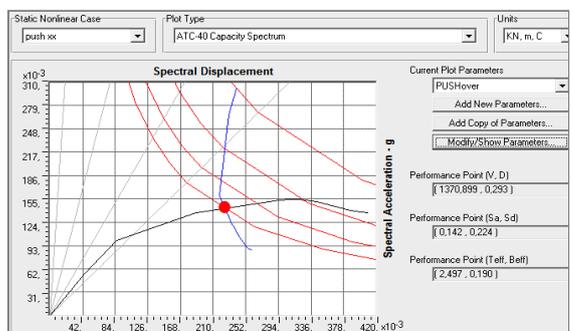
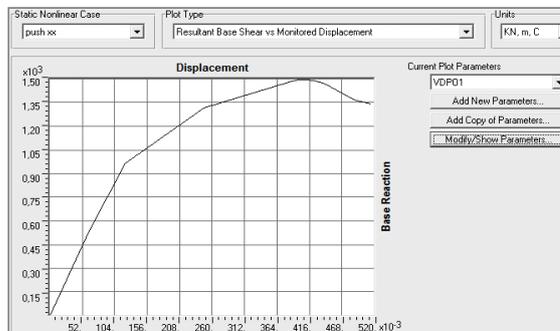


Figure 5.45: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S3/X.

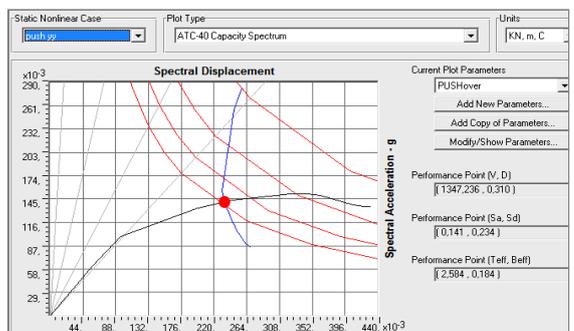
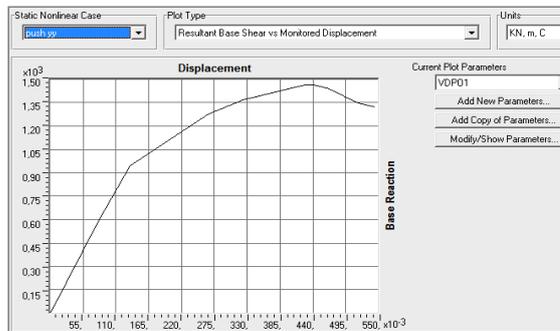


Figure 5.46: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S3/Y.

- Sol 4 (Très meuble)

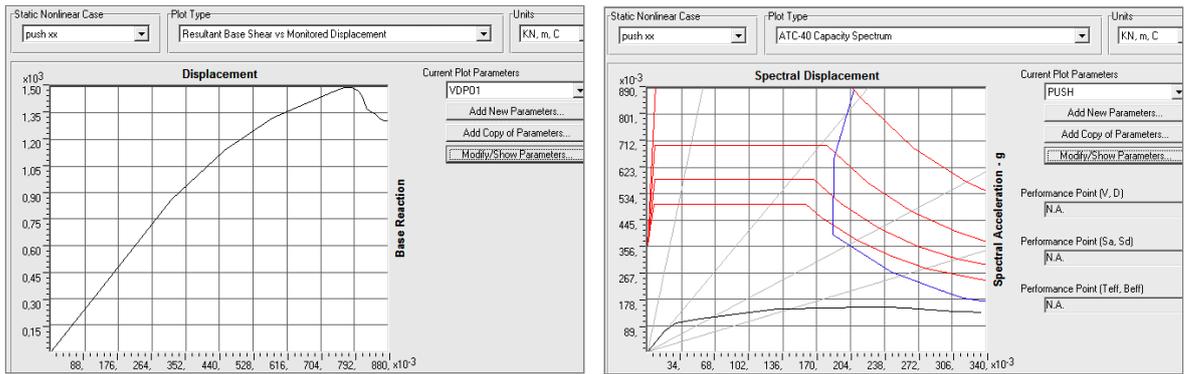


Figure 5.47: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S4/X.

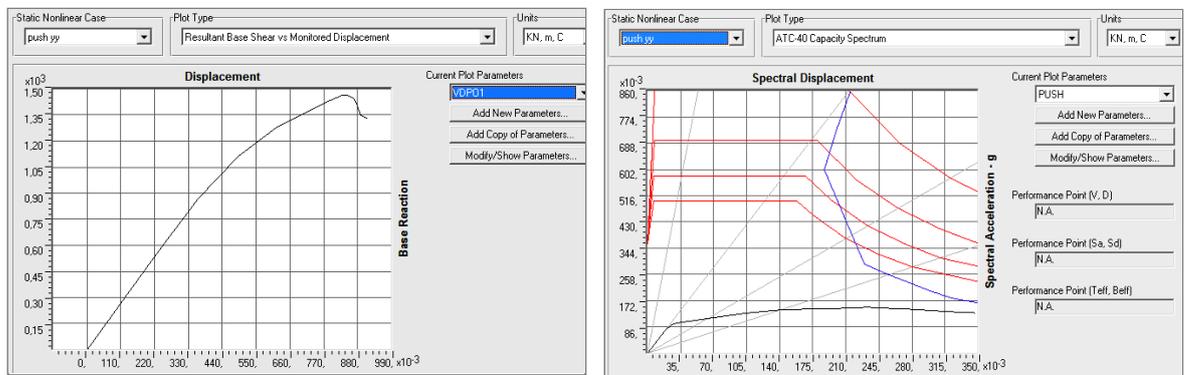


Figure 5.48: Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+9 avec ISS-S4/Y.

Les résultats dans les figures ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

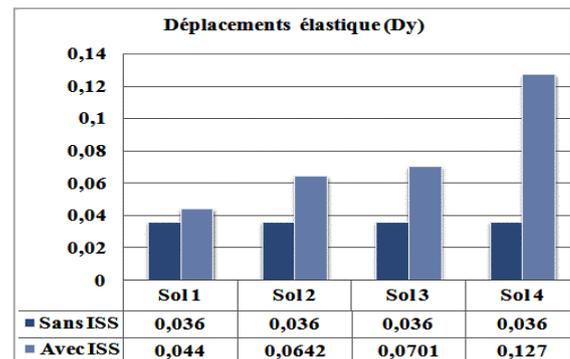
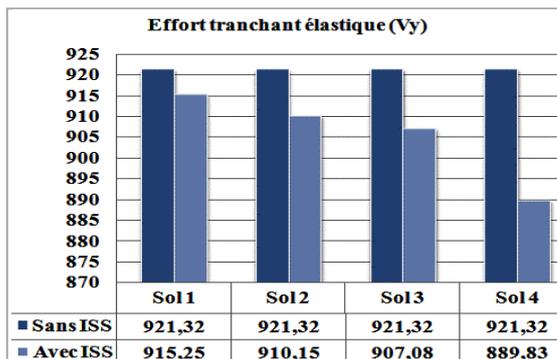
Tableau 5.11 : Résultats de calcul pour R+9 avec ISS suivant le sens X.

	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{D_p}{D_y}$	$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$
Type de sol	V _y [KN]	D _y [m]	K _e [KN/m]	V _p [KN]	D _p [m]	K _p [KN/m]	μd	I _d [%]
Sol 1	915,25	0,044	20801,14	1140,69	0,091	12535,05	2,0681	39,74%
Sol 2	910,15	0,0642	14176,79	1313,37	0,185	7099,29	2,8816	49,92%
Sol 3	907,08	0,0701	12939,80	1370,89	0,293	4678,80	4,1797	63,84%
Sol 4	889,83	0,127	7006,53	0	0	0	0	100%

Tableau 5.12 : Résultats de calcul pour R+9 avec ISS suivant le sens Y.

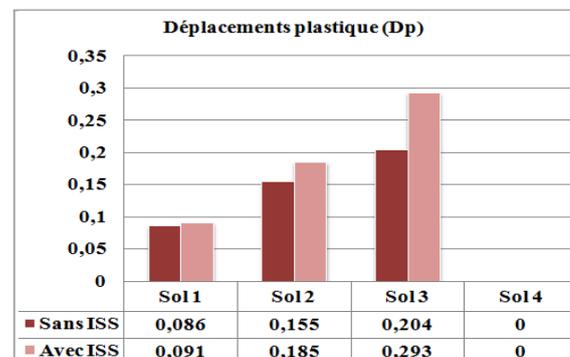
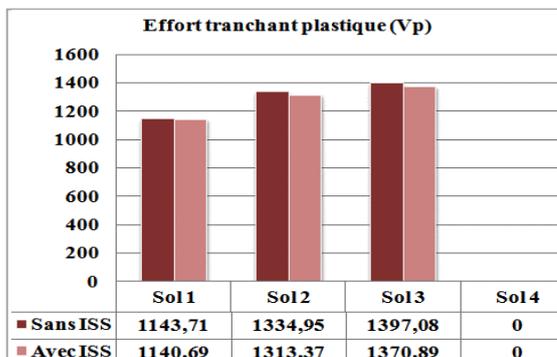
Type de sol	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance			$\mu d = \frac{Dp}{Dy}$	$Id = 1 - \frac{Kp}{Ke}$
	Vy [KN]	Dy [m]	Ke [KN/m]	Vp [KN]	Dp [m]	Kp [KN/m]	μd	Id [%]
Sol 1	894,19	0,047	19025,32	1109,38	0,097	11436,91	2,0638	39,89%
Sol 2	879,66	0,066	13227,97	1279,84	0,192	6665,83	2,8872	49,61%
Sol 3	864,40	0,100	8644	1347,23	0,310	4345,90	3,1000	49,72%
Sol 4	752,54	0,359	2096,21	0	0	0	0	100%

• Etat élastique limite



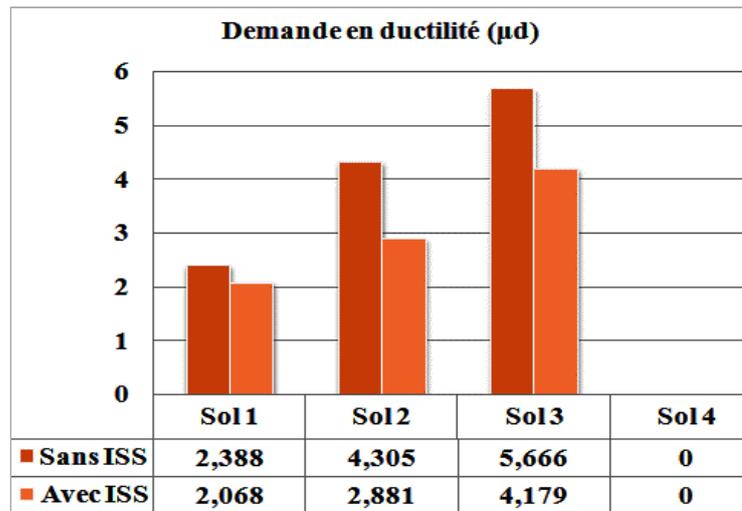
Histogramme 5.9: Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour la structure R+9.

• Etat limite ultime de résistance



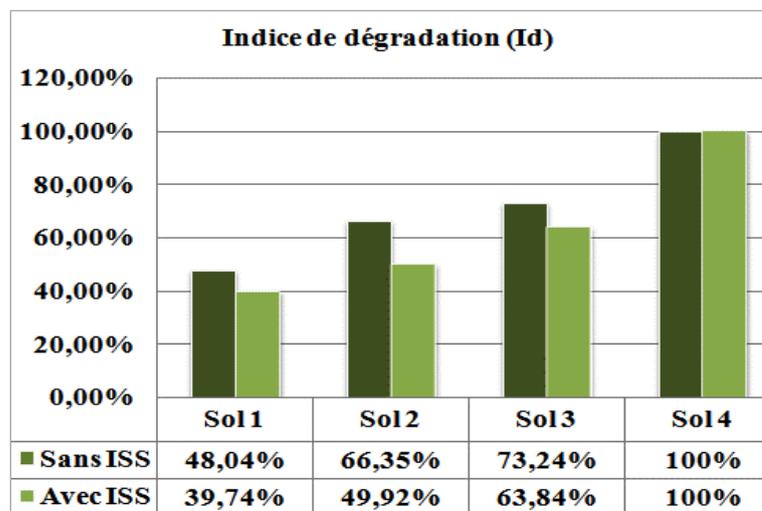
Histogramme 5.10: Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour la structure R+9.

- La demande en ductilité « μd »



Histogramme 5.11: Demande en ductilité pour la structure R+9.

- L'indice de dégradation globale « I_d »



Histogramme 5.12: Indice de dégradation pour la structure R+9.

Observations

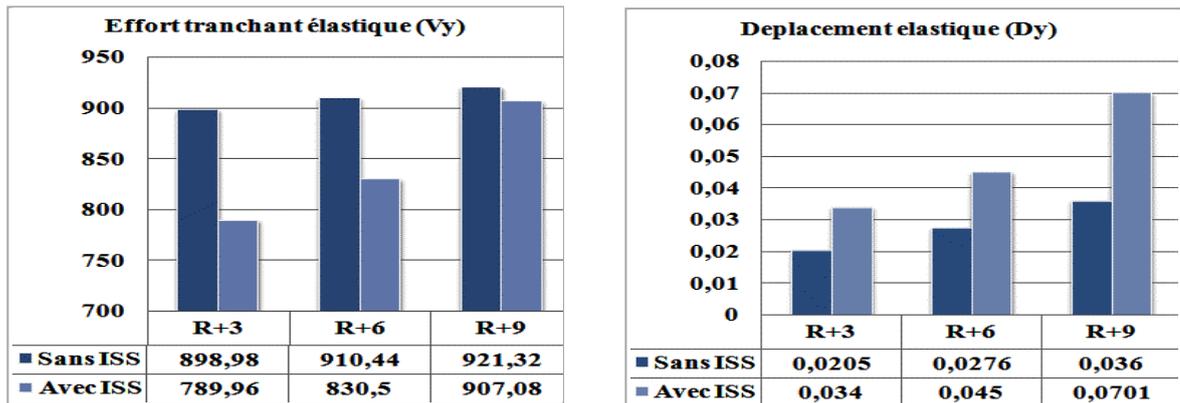
Nous notons pour la structure (R+9) les mêmes observations que (R+3) (avec et sans ISS). Cette dernière présente le même comportement que les structures précédentes.

5.4. Influence de la hauteur sur le comportement de la structure

Afin de connaître l'effet de la hauteur sur le comportement de la structure, les histogrammes qui regroupent les trois structures (R+3), (R+6) et (R+9) implantées sur un sol meuble (S3) sont présentés comme suit.

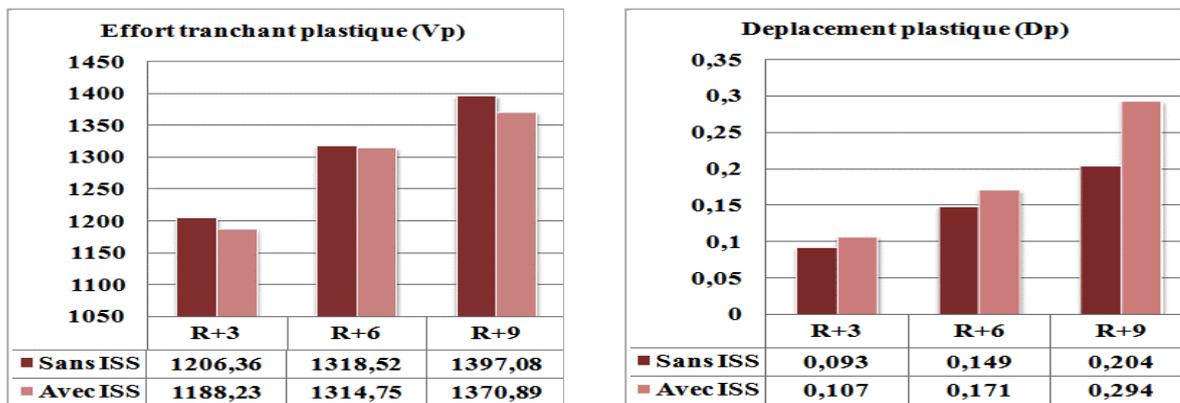
Note : Les structures ont le même comportement pour les 4 types de sols.

- Etat élastique limite



Histogramme 5.13 : Effort tranchant élastique et déplacement élastique pour trois structures.

- Etat limite ultime de résistance

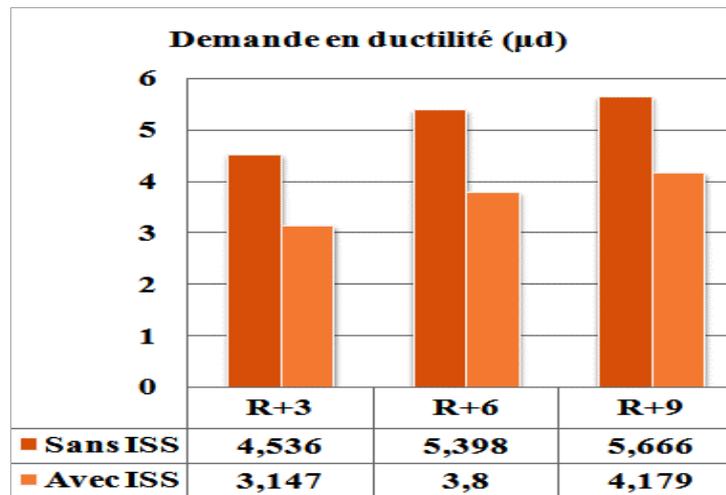


Histogramme 5.14 : Effort tranchant plastique et déplacement plastique pour trois structures.

Les efforts tranchants (élastique et plastique) augmentent de (R+3) à (R+9), cela est dû au nombre d'étage ajouté (le poids augmente), nous pouvons confirmer cette remarque par la formule de l'effort tranchant à la base de l'RPA/99 : $V = \frac{A D Q}{R} W$

D'après les histogrammes, le déplacement augmente de (R+3) à (R+9), cela est dû à l'élancement de la structure. C'est à dire plus la hauteur est importante, elle peut atteindre des déplacements plus élevés.

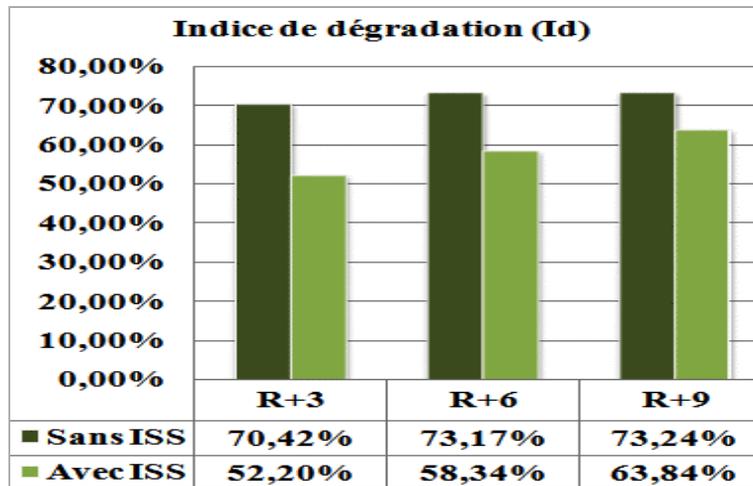
- La demande en ductilité « μd »



Histogramme 5.15 : Demande en ductilité pour trois structures.

Nous remarquons que plus la structure auto-stable est élancée plus elle sera ductile, ce qui explique l'augmentation de la demande en ductilité de (R+3) à (R+9).

- L'indice de dégradation globale « I_d »



Histogramme 5.16 : Indice de dégradation pour trois structures.

L'indice de dégradation pour la structure (R+9) est plus important par rapport aux autres structures. Car plus cette dernière est élancée, plus elle devient vulnérable.

Conclusion

Les conclusions émises à l'issu de ce chapitre à travers l'évaluation de la performance des structures au-delà du domaine linéaire (comportement non-linéaire), par la méthode push-over ainsi que l'influence de l'interaction sol-structure sont :

- L'intégration des raideurs des différents types de sols a montré que plus la raideur du sol diminue, plus la structure est susceptible de se déplacer. D'où l'importance d'inclure l'interaction sol-structure afin de mieux se rapprocher du cas réel et mieux évaluer la vulnérabilité des structures.
- En général, l'étude d'une structure encastree à sa base représente le cas le plus défavorable (cas sécurisant mais pas économique). Par contre, l'étude avec ISS est le cas le plus proche de la réalité, présentant des dommages moins importants et permet d'économiser les coûts de réalisations.
- Les résultats montrent que l'élancement des structures est un critère majeur influant défavorablement sur leurs comportements.
- Pour des fondations superficielles sur des sols très meubles (S4), plus la structure est élancée, plus sa capacité à satisfaire la demande sismique diminue. Il faudrait donc faire une étude technico-économique afin d'opter pour des solutions géotechniques ou des solutions structurelles.

Conclusion générale

Conclusion générale

La méthode « push-over » est une nouvelle méthode simple et pratique permettant l'évaluation directe de la performance de la structure, ainsi l'identification des éventuels mécanismes de défaillance locale ou globale de cette dernière.

L'objectif de notre modeste travail était d'étudier le comportement non-linéaire des structures en béton armé par la méthode push-over, en tenant compte de l'influence de l'interaction sol - structure (ISS) sur la réponse sismique de ces dernières. Les travaux ont été menés sur des structures en portiques auto-stable (R+3, R+6, R+9) predimensionnées et ferrillées selon le RPA99/2003. Nous sommes sorties avec les conclusions suivantes :

- L'effet de l'ISS permet de s'approcher du comportement réel de la structure. Cette dernière devient alors plus flexible ce qui implique une limitation de contraintes. La flexibilité devra être étudié afin de garantir une bonne stabilité de l'ouvrage.
- L'ISS permet à la structure d'être moins endommagée que dans le cas d'une structure encastree (qui est en général le cas le plus défavorable). Ceci dit, introduire l'ISS dans l'analyse statique non linéaire a permis d'avoir un état de dégradation moins important, ce qui permet d'optimiser le dimensionnement des éléments structuraux et réduire les coûts d'exécution. D'autre part, considérer une structure comme encastree à sa base permet de construire plus en sécurité, restant le critère le plus important en génie civil.
- La hauteur des structures joue un rôle important sur leurs comportements. L'effet de l'élancement sur une structure auto-stable permet d'atteindre un effort tranchant et des déplacements plus élevés (en comparant un R+3 à un R+9). Ainsi, sa capacité à satisfaire la demande sismique diminue.
- Les fondations superficielles sur des sols meubles et en région de forte sismicité sont à déconseiller. En revanche, une étude technico-économique devrait se faire afin d'opter soit pour des solutions géotechniques (étude du site, renforcement du sol, fondations profondes...) ou des solutions structurelles (passer à un autre système structurel contreventé par des voiles).

Ce travail de mémoire a été mené sur des portiques en béton armé. Dans l'avenir, il serait intéressant de le reprendre en introduisant d'autres méthodes de l'ISS sur d'autres matériaux ayant un impact écologique et économique tels que les matériaux composites, aussi d'évoquer des cas où l'étude de l'ISS devient primordiale ayant une influence très importante sur l'ouvrage (structure ayant un joint de rupture, construction sur un sol à caractéristiques hétérogène...).

Bibliographie

Références bibliographiques

- [1] : **J. MAZARS**, « Les séismes et leurs effets », Professeur Emérite Institut Polytechnique de Grenoble.
- [2] : **P. BALENDIER**, « Le séisme et les bâtiments », Volume 3, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe document d'information à l'usage du constructeur.
- [3] : **P. BALENDIER**, « Sismologie appliquée », A l'usage des architectes et ingénieurs, 2004.
- [4] : **A. PEKER**, « Dynamique des structures et des ouvrages », EPC, Edition, 2006.
- [5] : **S. HORVATH, M. GARCIN**, « conception des immeubles d'habitation collective en béton armé », Collection Technique Cimbéton.
- [6] : **F. GARCIA**, « Elaboration d'une Méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments », 2007.
- [7] : **P. BALENDIER**, « Élément de sismologie appliqué à la construction à l'usage de Techniciens du bâtiment », Volume1, Juillet 2001.
- [8] : **P. BALANDIER**, « Introduction aux phénomènes d'origine sismique », 2eme Edition, 2010.
- [9] : **H. SAHOUI**, « Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé », 2012.
- [10] : **N. BELHAMDI**, « Étude de la réponse sismique non linéaire et de l'évolution du coefficient de comportement globale des structures », mémoire de Magister.
- [11] : **R. ATTAL**, « Réponse dynamique des structures à comportement non linéaire », mémoire d'Ingénieur, Université A. Mira de Bejaia, Algérie, juin 2005.
- [12] : **P. BALANDIER**, « Programme de formation en construction parasismique module pédagogique pour les responsables de réalisation des bâtiments ».
- [13] : **C. TERKI, A. JULIER**, « Etude des mouvements d'une structure lors d'un séisme », Institut national des sciences appliquées de Rouan.
- [14] : **P. LESTUZZI**, « analyse et dimensionnement sismique, comportement sismique, Dimensionnement en capacité, construction parasismique », Paris, Ellipses, 2009.

- [15] : **RPA99/2003**, « Règles Parasismiques Algériennes », Document technique Réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [16] : **A. KADID**, « Méthodes d'Analyse Sismique », Journée D'étude, Université de Biskra, 2011.
- [17] : **M. TITOU**, « Cour analyse non linéaire des structures master 2 », pôle universitaire M'sila ,2015/2016.
- [18] : **P. PAULTRE**, « Dynamique des structures application aux ouvrages de génie civil », Collection génie civil, 2005.
- [19] : **A. BOUMEKIK**, « Analyse push-over des structures en béton armé », Projet de recherche, université de Batna, 2006.
- [20] : **A. EL GHOULBAZOURI, Z. EL ALAMI et al**, « Détermination de la courbe de fragilité d'une structure par la méthode non linéaire push-over », 12-ème congrès de Mécanique, Casablanca (Maroc), 21/24 Avril 2015.
- [21] : **H. YKHLEF, I. GHEZLI**, « Evaluation de la performance sismique d'une structure existante par la méthode Push-Over », juin 2017.
- [22] : **A. EL GHOULBAZOURI**, « Application de la méthode statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 », 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015.
- [23] : **H. KRAWINKLER**, « push-over Analysis why, how, when, and when not to use it », structural engineers association of California, p 17-36.
- [24] : **F. PAND, M. EERI**, « A No linear Analysis Method for performance based seismic design », Earthquake spectra, August 2000.
- [25] : **M. MEDJERAB**, « Modélisation parasismique des structures en Béton armé », 20-09-2012.
- [26] : **S. AMARI**, « Détermination de la capacité sismique des structures (R+3, R+6 et R+9) par la méthode Push-over et étude d'une structure R+6 étages contreventée par portique, Voiles en béton armé ».
- [27] : **M. ABADA, I. BELAHOUANE**, « Modélisation des paramètres influant sur le comportement sismique des constructions en BA (R+3, R+6, R+9) en utilisant la Push-over ».

- [28] : **A. RABAH, K. MAHMOUDI**, « Analyse de l'influence du dimensionnement pour des portiques (poteaux / poutres) sur les niveaux d'endommagement des bâtiments en béton armé construite dans une zone à forte sismicité », Université IBN KHALDOUN DE TIARET, 2014/2015.
- [29] : **S. MANSOURI**, « Analyse non linéaire d'une structure en voile ».
- [30] : **D. LAFI**, « Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode push-over », Université Hadj Lakhdar, Batna, 2001/2002.
- [31] : **A. BONDOUKOU, M. KACED**, « Conception et étude d'un bâtiment R+5+S-SOL par une analyse dynamique et statique non linéaire », Juin 2017.
- [32] : **K. LOUAY**, « Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments », jeudi 3 décembre 2009.
- [33] : **A. NEDJAI, Z. ROUANE**, « L'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée) ».
- [34] : **F. CUIRA, P. KOTRONIS**, « Benefits of Soil - Structure Interaction in Design of piles group under seismic loading », Terrasol, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), Ecole Centrale Nantes, France.
- [35] : **A. DJELMOUDI, M. BARKA**, « Modélisation de l'interaction sol-structure et comparaison entre une approche 3D/EF et une approche basée sur les macroéléments ».
- [36] : **F. CUIRA, B. SIMON**, « Apports de l'interaction sol-structure dans la conception des fondations ».
- [37] : **D. DIF**, « Influence des conditions de sol sur l'analyse sismique des structures ».
- [38] : **N. RESENBLUETH**, « Fundamentals of earthquake engineering », Englewood Cliffs, 1971.
- [39] : **ATC (1996)**, « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Report », (ATC40), Applied Technology Council, California, Vol. 1, USA.

Annexe

Annexe

Pour mieux comprendre le comportement des structures implantées sur un sol très meuble « S4 », on va présenter dans ce qui suit les résultats des deux structures (R+0) et (R+1), dans le but d'affirmer l'interprétation déjà faite pour les structures (R+3), (R+6) et (R+9) étudiées auparavant.

Les structures (R+0) et (R+1) (encastrées et avec ISS) sont représentés dans les figures suivantes :

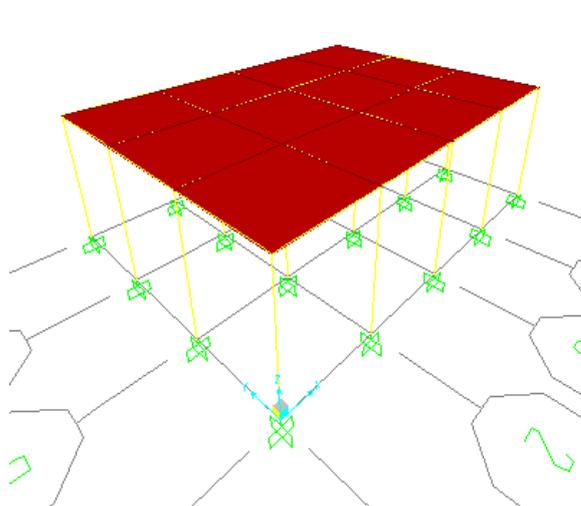


Figure 1 : Modèle 3D (R+0) encastrée.

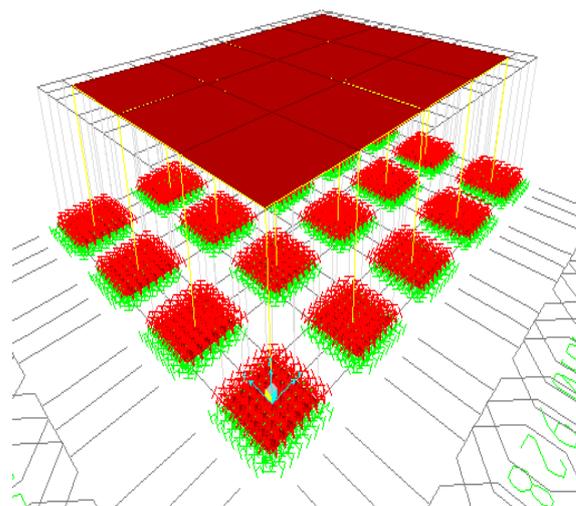


Figure 2 : Modèle 3D (R+0) avec ISS.

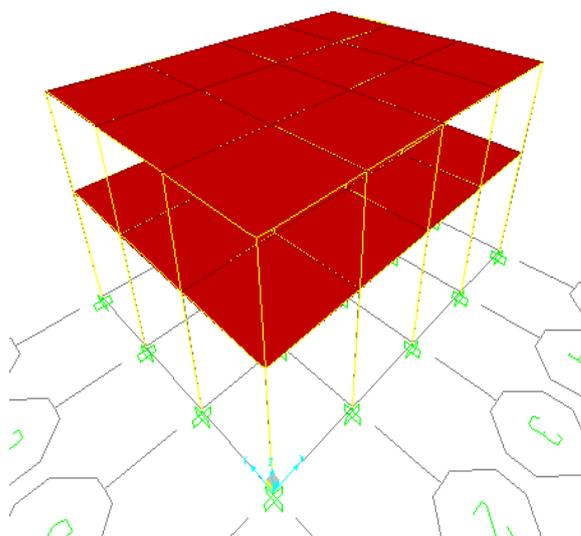


Figure 3 : Modèle 3D (R+1) encastrée.

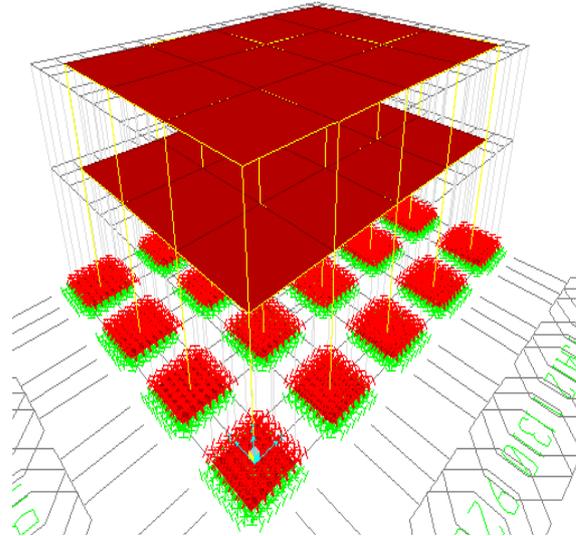


Figure 4 : Modèle 3D (R+1) avec ISS.

Les courbes de capacité et les points de performance sont représentés comme suit :

1. Structure (R+0)

- Sans ISS

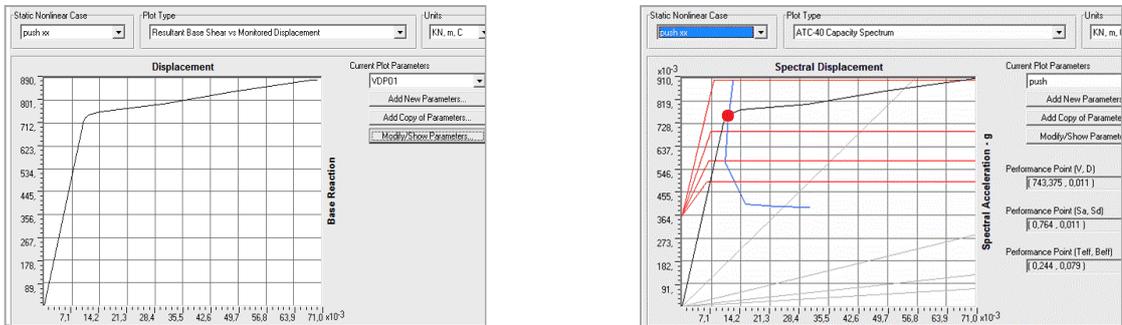


Figure 5 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+0 sans ISS-S4/X.

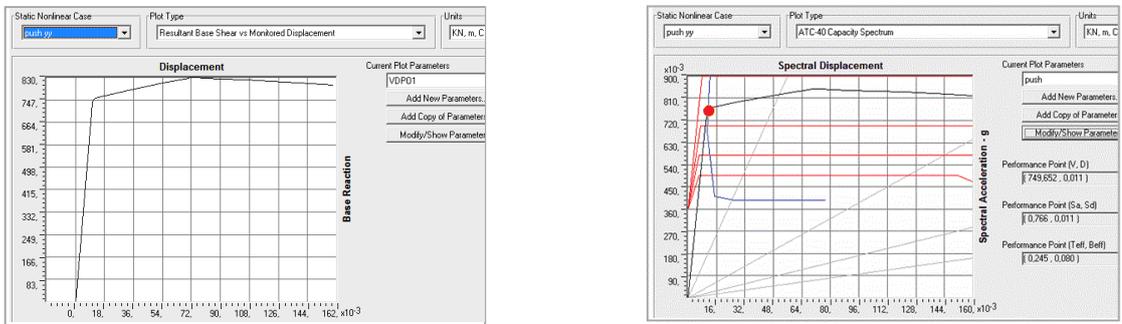


Figure 6 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+0 sans ISS-S4/Y.

- Avec ISS

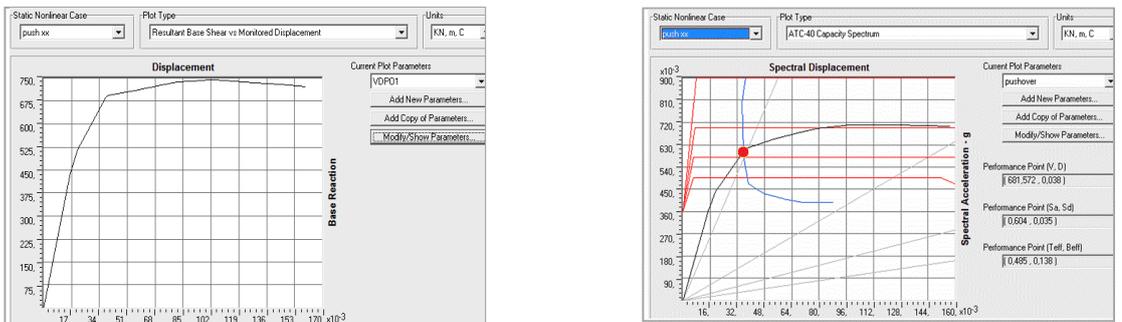


Figure 7 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+0avec ISS-S4/X.

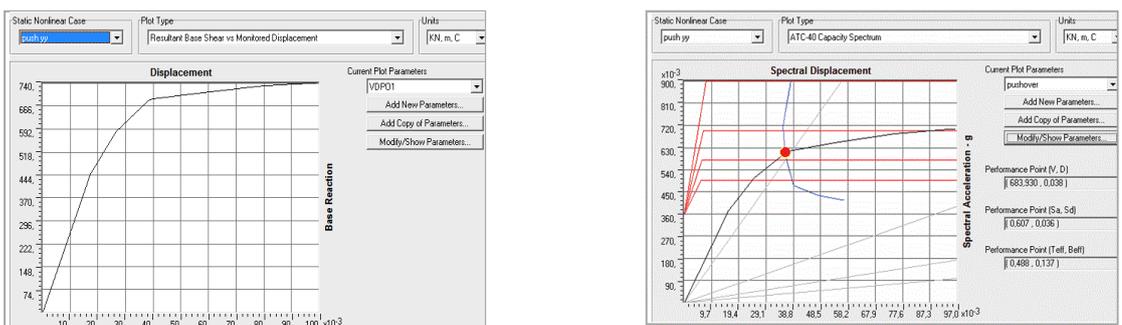


Figure 8 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+0avec ISS-S4/Y.

2. Structure (R+1)

- Sans ISS

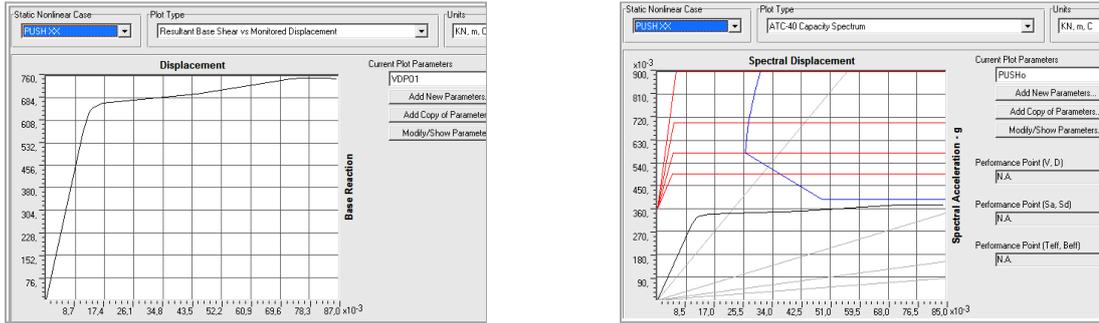


Figure 9 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+1 sans ISS-S4/X.

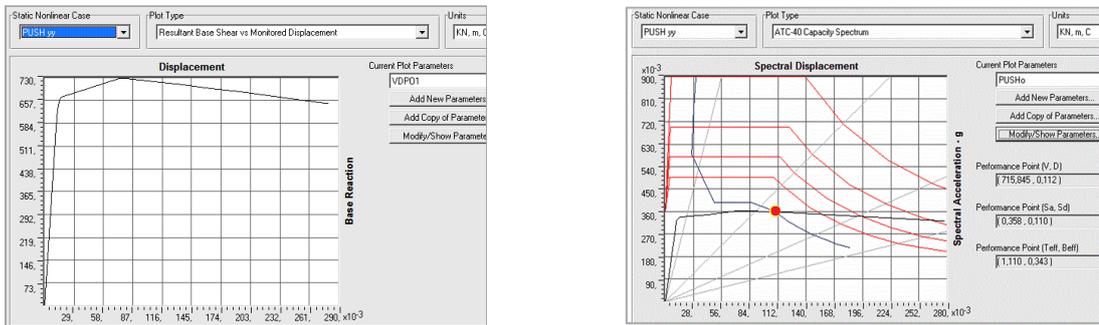


Figure 10 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+1 sans ISS-S4/Y.

- Avec ISS

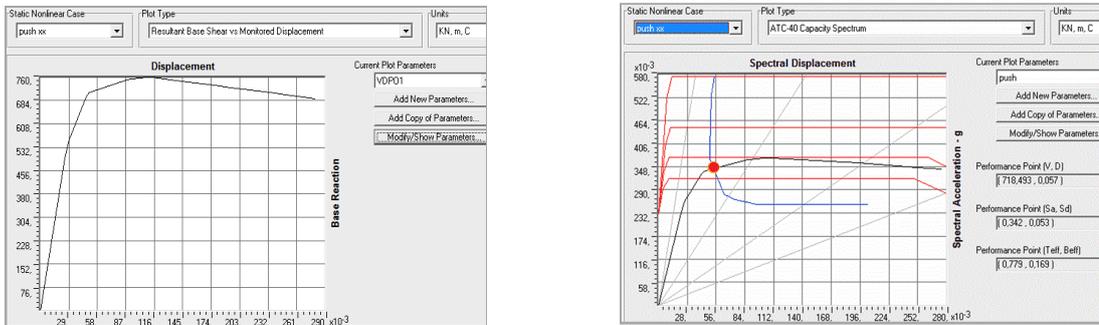


Figure 11 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+1 avec ISS-S4/X.

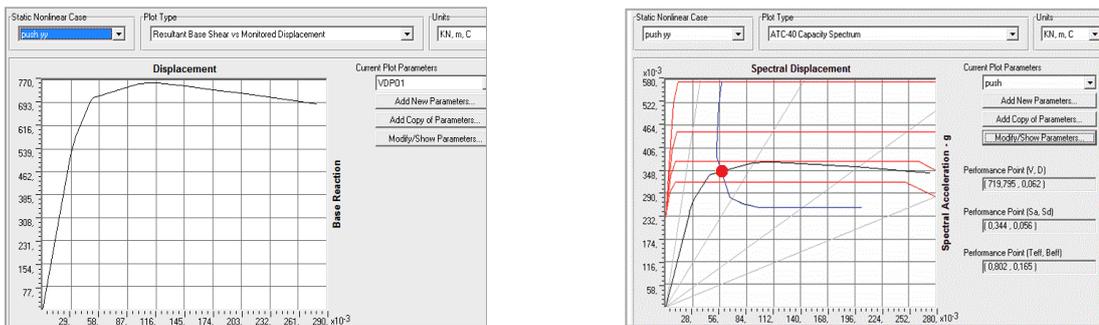


Figure 12 : Courbe de capacité et point de performance pour la structure R+1 avec ISS-S4/Y.

Remarque

D'après les résultats de (R+0) et (R+1) sous un sol très meuble « S4 » on constate pour les deux structures, qu'il existe un point de performance (l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse du sol). Cela signifie que ces dernières peuvent satisfaire la demande sismique (sauf pour la structure (R+1) encastrée suivant le sens X).