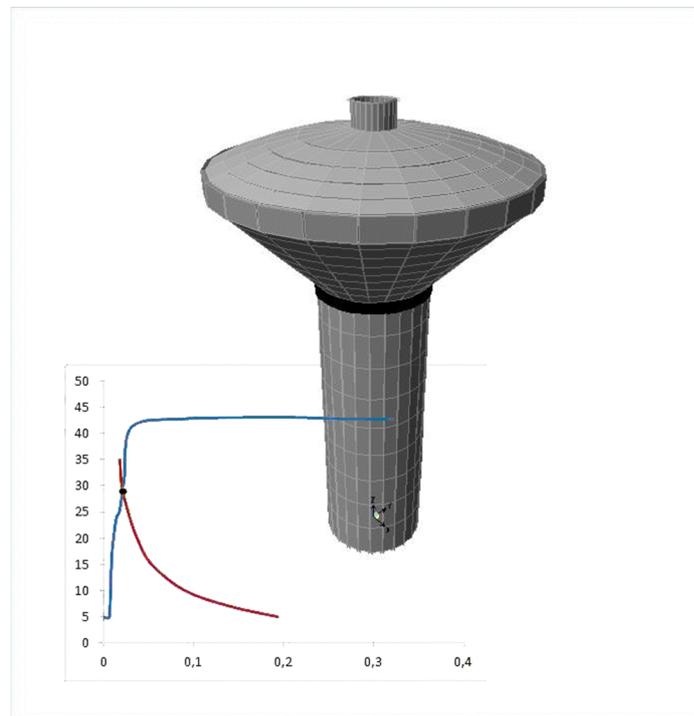


Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option: Constructions Hydrauliques et Aménagements

Analyse non linéaire d'un réservoir d'eau surélevé tronconique par la méthode PUSHOVER



Etudié par :

RABIA Arris

ALIOUA Malek

Proposé et dirigé par :

Mr : HAMMOUM Hocine

Maître de conférences à l'U.M.M.T.O

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à **Mr Hammoum Hocine**, maitre de conférences à l'UMMTO, pour la confiance qu'il nous a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, nous ont permis de mener à bien ce travail ; qu'il trouve ici le témoignage de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nous voudrions également adresser nos sincères remerciements à **M^r Boukais Said**, ingénieur en construction hydraulique et aménagement pour ces conseils et orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail ; qu'il trouve ici l'expression de notre plus grande considération.

Nos remerciements s'adressent aussi à **Mr Meghellat Mehdi**, enseignant à l'UMMTO, pour son soutien, ses conseils, et ses précieuses orientations ; qu'il trouve ici l'expression de notre plus grande considération.

Nous voudrions également adresser nos sincères remerciements à notre camarade **M^{elle} Ould Belkacem Karima**, étudiante à l'UMMTO pour ses conseils et orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail ; qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude.

Enfin, nous tenons à remercier toutes nos familles et tous nos amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, tout d'abord à mes parents, ma sœur Mia et mon petit frère Moumoh, ainsi que toute ma famille, qui m'ont soutenus et encouragés durant les périodes de doutes. Il faudrait des pages entières pour leur exprimer ma gratitude

Je le dédie aussi à tous mes amis, ceux présent ici ou en France, je ne pourrai pas tous les citer.

Et enfin, à mon très bon ami et binôme Malek ALIOUA.

RABIA Arris

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, à MA FAMILLE.

Je le dédie aussi à tous mes amis.

Et enfin, à mon très bon ami et binôme Arris RABIA.

ALIOUA Malek

SOMMAIRE

Liste des figures et des tableaux

Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique	
Introduction.....	2
I-Analyse Bibliographique.....	2
Conclusion.....	14
Chapitre II : Présentation de quelques méthodes de l'analyse non linéaire	
Introduction.....	15
II-1 Définition « Analyse non linéaire » et avantages.....	15
II-1-1 Bute.....	16
II-1-2 Avantage.....	16
II-2 Méthodes exploitant l'analyse push-over (Boussa, 2012).....	17
II-2-1 La méthode spectrale non-linéaire "MSNL" (Fajfar, Gaspersic, 1996).....	18
II-2-2 La méthode d'Analyse Multi modale Push over "AMP" (A.K.Chopra, R.K.Goel 2002).....	27
II-2-3 La méthode des Combinaisons Modales "MCM" (Kunnath, 2004).....	28
II-2-4 La méthode pushover dans FEMA356 « Displacement coefficient method ».....	30
II-2-5 la méthode Pushover dans l'ATC "Capacity Spectrum Method"	33
Chapitre III : Description de la méthode de capacité spectre « capacité spectrum methode »(ATC40)	
Introduction	36
III-1 Détermination de la courbe de capacité.....	36
III-2 Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements.....	38
III-3 Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.....	39

III-4 Détermination de l'amortissement effectif du spectre élastique.....	40
III-5 Détermination du point de performance.....	43
Conclusion.....	48
Chapitre IV : Application a un cas pratique	
Introduction	49
IV-1 Présentation du site.....	49
IV-2 Caractéristique des matériaux.....	53
IV-2-1 Eléments constituant le château d'eau	53
IV-2-2 Caractéristique des matériaux.....	53
IV-2-2-1 LE BETON.....	53
IV-2-2-1-1 Résistance en compression.....	53
IV-2-2-1-2 Résistance à la traction	53
IV-2-2-1-3 Module de déformation longitudinale	53
IV-3 Les dimensions retenues (Boukais, 2012)	54
IV-4 Récapitulation	55
IV-5 Etude au séisme.....	55
IV-5-1 Introduction	55
IV-5-2 Méthode de console	56
IV-5-3 Calcul du module de déformation instantanée E_{ij}	57
IV-5-4 Calcul du moment d'inertie du support	57
IV-5-5 Calcul du poids du support par unité de longueur	57
IV-5-6 Calcul du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.....	59
IV-6 Présentation de l'ETABS.....	60
IV-6-1 Introduction.....	60
IV-6-2 Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)	60
IV-6-3 Description du logiciel <i>ETABS</i>	60
IV-6-4 Manuel d'utilisation de L'ETABS.....	61

IV-7 Définition du comportement non linéaire des voiles	89
IV-8 Préparation du calcul Pushover dans ETABS.....	94
IV-8-1 Pushover charges gravitaires.....	96
IV-8-2 Pushover direction X.....	96
IV-8-3 Définition des rotules plastiques	98
IV-9 Conclusion	102

Chapitre V : Interprétations des résultats

Introduction.....	103
V-1 Procédure non itérative.....	103
V-1-1 Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)	103
V-1-2 La capacité sismique.....	104
V-1-3 Détermination du point de performance ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) _D et ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) _C	104
V-2 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique.....	109
Conclusion.....	124

Conclusion générale	125
----------------------------------	------------

Bibliographie

Introduction Générale

Introduction générale

Le réservoir qui fait l'objet de notre intérêt pour notre mémoire de fin d'étude est un réservoir surélevé tronconique de 1500m^3 de capacité, en béton armé implanté à BERRAHMOUNE Commune de CORSO dans la Wilaya de Boumerdes, Le réservoir surélevé a été proposé par la Direction des Ressources en Eau (ex- D.H.W) de Boumerdes, qui a pour objectif, l'alimentation en eau potable à l'horizon 2042.

Ce réservoir a été tout récemment réalisé et mis en service. Ce type d'ouvrage hydraulique est rependu dans le parc de réservoirs que compte l'Algérie.

Un premier travail (thème de fin d'étude) a été entrepris par (boukais, 2010), qui a mené un dimensionnement et une analyse linéaire de cet ouvrage en le modélisant par éléments finis en utilisant le code de calcul qu'intègre le logiciel SAP2000.

Le dimensionnement est fait en utilisant une méthode analytique linéaire et la méthode de (housner, 1963) pour tenir compte de l'effet hydrodynamique, ainsi que le spectre du RPA a été introduit. L'étude aboutit à des plans d'exécution de l'ouvrage, ce projet de fin d'étude a été validé à l'Université des sciences et de la technologie Houari-Boumediene (USTHB) pour l'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civile option construction hydraulique et aménagement.

A l'issue de ce travail, des zones d'ombres persistent. Nous sommes donc en droit de se poser les questions suivantes :

- Quel est le point de performance de cet ouvrage ?
- Dans quelle zone de déformation (élastique ou plastique) l'ouvrage travaille-t-il ?
- Quel est le taux d'endommagement probable pour un séisme d'une intensité donnée ?
- Comment peut-on estimer la performance globale de cette structure ?
- Quel type de comportement a-t-il vis-à-vis de la ruine ?

Toutes ces questions ne peuvent trouver de réponses qu'après une analyse non linéaire.

Nous présenterons au chapitre I une synthèse bibliographique pour faire un état des lieux des études d'envergure qui ont été entreprises. Au chapitre II, nous exposerons globalement l'intérêt et avantages de la méthode pushover et nous définirons différentes méthodologies et procédures d'exécution de l'analyse. Le chapitre III, nous l'avons consacré à l'explication détaillée de la méthodologie et de la procédure sur laquelle nous avons opté. Durant le chapitre IV, l'application à un cas pratique. Nous détaillerons la modélisation par éléments finis de notre structure et le paramétrage de l'analyse pushover à l'aide du logiciel de calcul ETABS. C'est au dernier chapitre, le chapitre V que nous aurons à interpréter les résultats de l'analyse pushover et ainsi pouvoir répondre aux questions que nous nous sommes posées et lever ces zones d'ombres.

Chapitre I

Synthèse Bibliographique

I-1 Introduction

Ce chapitre fournit un résumé d'études antérieures sur les aspects apparentés au sujet que nous avons étudié. Il traite la littérature sur un plan international puis sur un plan local de l'université Mouloud Mammeri autour de quatre mots clés qui sont : Vulnérabilité, Réservoirs, Push-over et Point de performance. Dans cette analyse nous allons faire une mise au point et un état des lieux des travaux de recherches d'importance qui ont été réalisés autour de chaque mot clés cité précédemment.

I-2 Analyse Bibliographique

On entend par durée de vie limitée la période durant laquelle l'ouvrage assure la fonction pour laquelle il a été réfléchi et dimensionné. Les Ouvrages ont une vulnérabilité par rapport aux actions de leur environnement qu'ils subissent. La seule prévention valable en zone sismique est la construction parasismique, c'est-à-dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas. Le but premier est d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'empêcher une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer. Cela implique de maintenir la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installations sensibles, stratégiques ou potentiellement dangereuses. Dans cet esprit, la conception parasismique menée dans la perspective de limiter les désordres tient compte a fortiori de la sauvegarde des vies humaines, tandis que celle qui envisage d'abord la sauvegarde des vies humaines, - minimum exigé par les règles parasismiques -, ne prend pas nécessairement en compte la limitation des désordres. Dans tous les cas, la meilleure façon de construire parasismique consiste à formuler des critères économiquement justifiés et techniquement cohérents. Le génie parasismique implique une approche globale qui intègre tous les facteurs pouvant avoir une incidence sur le comportement du bâtiment.

On a vu apparaître une grande diversité de méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle. Ces dernières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle fondées sur les inspections visuelles ont été développées dans des pays à forte sismicité, aux Etats-Unis par la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 1988, 1999, 2002, 2003) et en Italie par le Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) (Benedetti et Petrini, 1984; GNDT, 1986) dans les années 1980. D'autres pays comme le Japon (Otani, 2000), la Turquie (Yakut et al., 2006), le Canada (Onur et al., 2005; Ventura et al., 2005), la Belgique (Jongmanset

Plumier,2000), l'Espagne (Roca et al., 2006), le Portugal ou encore la Suisse ont utilisé ou adapté ces méthodes pour estimer la vulnérabilité de leurs régions les plus sismiques. Dans le cadre du projet européen Risk-UE (2003) coordonné par le BRGM, une méthode adaptée au contexte européen a été élaborée et appliquée à 7 villes, dont la ville de Nice. L'Echelle Macrosismique Européenne « European Macroseismic Scale 1998 »(EMS-98). Une étude bibliographique (Combescurie et al., 2005) réalisée par un groupe de travail de l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS) a déterminé les approches qui pouvaient être retenues en France. Le projet VulnéRAIp (Guéguen, 2004; Guéguen et al., 2007b) .

HAZUS est une méthodologie standardisée applicable au niveau national américain qui contient des modèles pour estimer les pertes potentielles des tremblements de terre, les inondations et des ouragans. HAZUS utilise des systèmes d'information géographique (SIG) pour estimer les impacts physiques, économiques et sociaux des catastrophes.

The Comprehensive Seismic Risk and Vulnerability Study for the State of South Carolina (URS Corporation et al., 2001) évalue les pertes potentielles à partir de quatre scénarios de tremblement de terre, utilisant HAZUS (Institut National des Sciences Building, 2003). pour le scénario avec une magnitude de 7,3 , quelques-unes des conclusions ; un total de 20 milliards de dollars de pertes économiques, 45.000 blessés, environ 900 morts et 60.000 personnes qui ont besoin d'un abri. Les résultats sont proposés comme base de l'état de Caroline du Sud pour planifier et préparer efficacement l'avenir dommageable des tremblements de terre.

Une étude menée par le New York City Area Consortium pour l'atténuation des pertes du tremblement de terre (Tantalaet al., 1999-2003) crée un modèle de risque et d'estimation de la perte de la NEW-YORK métropolitaine, New Jersey et de la région du Connecticut. L'étude rassemble l'information sur les sols du Tri-State, en plus de compiler un inventaire des bâtiments détaillée afin d'étudier trois scénarios de tremblement de terre de magnitude 5, 6, et 7 situés à l'épicentre du séisme de 1884 New York City . Le travail estime également différentes pertes attendues sur une période de temps donnée par l'étude de trois scénarios probabilistes avec 100, 500, et 2500 périodes de retour. Plus de 1.000 morts, 2.000 hospitalisations et environ 39 milliards de dollars les pertes économiques totales sont prévues pour le scénario.

Une étude similaire a pour but d'évaluer les impacts d'un événement de magnitude 6,7 généré par la faille de Seattle sur les communautés de la région de Puget Sound Central

(Washington militaire Département, 2005). Encore une fois HAZUS est utilisé à des fins d'évaluation du préjudice. L'accent est particulièrement mis sur la caractérisation des mouvements du sol et la classification des sites. Les scénarios prédisent des pertes d'environ 33 milliards de dollars, 1.600 décès et 24.000 blessés.

Pour la ville d'Istanbul une équipe de quatre universités différentes avec un financement de la Municipalité métropolitaine d'Istanbul a rendu public un plan directeur sur évaluation de l'impact du tremblement de terre en 2003 (Erdik et al., 2003). Les dommages sur les constructions, les pertes financières, les besoins d'abris d'urgence, le blocage des routes, incendies, explosions et la libération de matières dangereuses sont estimés pour un tremblement de terre de scénario déterministe de M7.5. Plus de 700.000 bâtiments sont pris en considération pour une population de 9,3 millions.

Il n'est pas possible de parler de toute la littérature sur l'évaluation des pertes dues aux tremblements de terre et les méthodes de classification. Cependant il ya eu des études similaires menées dans d'autres villes à travers le monde tels que Bâle (Fah et al, 2001.), Lisbonne (Dina et al, 1997;. Ramos et Lourenco, 2004), Potenza (Dolce, et al., 2006), parmi beaucoup d'autres avec des portées différentes.

Dans la plupart des méthodes, les bâtiments sont préalablement classés selon une typologie.

Ces méthodes se fondent sur l'observation des caractéristiques structurales des bâtiments pour leur attribuer un indice de vulnérabilité (I_v). Différents niveaux de précision d'analyse sont généralement prévus, selon les informations disponibles, qui conduisent à une qualité variable de l'estimation de la vulnérabilité. Ces méthodes proposent une relation reliant l'indice de vulnérabilité à une échelle de dommage pour un mouvement sismique donné, un scénario probable ou un séisme historique, par exemple. Les paramètres pertinents, les coefficients qui leurs sont attribués dans le calcul de l'indice de vulnérabilité (IV) et le lien entre IV et les dommages sont déterminés à partir du retour d'expérience réalisé par des experts lors de missions post-sismique. Malheureusement, le mouvement du sol qui a généré les dégâts observés n'est généralement pas connu car il n'a pas été enregistré.

Il est donc généralement représenté par l'intensité macrosismique estimée elle-même à partir des dégâts. Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. Ces

méthodes permettent donc d'avoir une vision statistique, à l'échelle d'une ville par exemple, et n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé.

Les éléments qui permettent de séparer les différents types et de déterminer sa typologie sont généralement :

- le matériau de construction du système porteur (béton, maçonnerie, bois, acier. . .)
- le système porteur (ossature, murs voiles pour le béton par exemple)
- la qualité de la construction (respect de normes plus ou moins contraignantes, généralement lié à l'époque de construction)

Les scores donnés pour chaque critère et les poids qui leur sont affectés sont déterminés à partir du retour d'expérience. La note obtenue pour chaque bâtiment est normalisée par le score maximal qui peut être atteint de manière à échelonner l'IV entre 0 (structure pas vulnérable) et 1 (structure très vulnérable) ou entre 0 et 100 selon les méthodes.

Il y a un deuxième paramètre, le paramètre d qui est le niveau de dommage variable continu variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100. Cependant, il est nécessaire de ramener d à un niveau de dommage qui est défini qualitativement car il peut être facilement déterminé lors d'interventions post-sismiques. Le niveau de dommage est défini de manière assez différente d'une méthode à une autre.

Le dommage est évalué statistiquement à partir de l'IV pour différentes intensités macrosismiques. Les matrices qui permettent cette évaluation sont appelées « matrices de probabilité de dommage (DPM) » et ont été déterminées à partir de relevés post-sismiques.

L'approche américaine est un peu différente car l'IV (appelé dans ce cas BSH) intègre l'aléa.

Il est donc directement relié à un risque (probabilité de dépassement d'une valeur de dommage de 60%) et non à une vulnérabilité.

Pour ce qui est des réservoirs, une attention et un intérêt supplémentaire doit être apporté compte tenu de l'importance de ces ouvrages la conception et la réalisation de ces derniers doit répondre à des critères rigoureux, en fonction de l'objectif recherché, de la nature du support et du liquide stocké.

Le fascicule 74 « Construction des réservoirs en béton » du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'Etat est relatif à la construction des réservoirs en béton et plus généralement des ouvrages en béton, de stockage et de transport de l'eau, énonce que la justification de la tenue au séisme devra prendre en compte les actions dynamiques réciproques qui se développent entre le fluide et la cuve qui le contient ; c'est au fait l'effet hydrodynamique. Il peut s'appliquer aussi à certains ouvrages de stockage de certains liquides tels que : eaux usées ou polluées, vin, eaux salines, lisier, etc. à l'exclusion des hydrocarbures ou des produits chimiques. Il renvoie à une série de normes homologuées, publiées par l'AFNOR, concernant les produits, les travaux et les essais relatifs à la réalisation de tels ouvrages. Les normes actuellement en vigueur sont récapitulées dans l'annexe A qui, par son caractère contractuel, rend ces normes applicables aux marchés faisant référence au présent fascicule. Une place importante est faite dans le fascicule à tout ce qui touche à la conception des ouvrages et en particulier au choix des paramètres adaptés à ce type d'ouvrage pour utiliser les règles de calcul définies dans le BAEL et le BPEL, afin que la structure réponde à la spécificité des ouvrages concernés liée au stockage des liquides.

Il y a nombre de lacunes du règlement parasismique algérien (**RPA 2003**) malgré sa révision a maintes reprises comme le souligne (HAMMOUM et al, 2010) ou il utilise l'approche développée par Housner : « Malgré ces diverses actualisations, les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans le RPA, si bien que pour leur conception et calcul, l'ingénieur civil est conduit, dans la majorité des cas, à recourir à une approche basée sur des règlements étrangers. » dans cet article le calcul sismique a été repensé pour prendre en compte l'effet hydrodynamique de l'eau que le RPA néglige.

La Division R&D d'EDF a eu comme objectif de développer et qualifier de nouvelles méthodologies de simulation numérique pour les bâches sous séisme, pour identifier les conservatismes des méthodes réglementaires et vérifier leur domaine d'application. Plusieurs références récentes soulignent en effet que les méthodes réglementaires ne sont pas toujours adaptées à des réservoirs (Kyung *et al.*, 2004).

Une approche, transitoire non-linéaire a été proposée par **Nicolas Greffet** « Instabilité non linéaire de grands réservoirs sous séisme, de l'approche réglementaire vers le transitoire couplé fluide-structure » (EDF/R&D Greffet, 2003),

Lors de l'étude citée ci-dessus, La méthode non linéaire utilisée est la méthode « **push-over** ». Durant la procédure de calcul, la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. Le but est d'évaluer la performance espérée d'une structure lors d'un séisme en comparant ces demandes aux capacités. La procédure statique non - linéaire dans EC8 et FEMA-356 nécessite le développement d'une **courbe** push-over en appliquant d'abord des charges et ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur.

Les données d'observation provenant après un tremblement de terre est le moyen le plus réaliste d'en tirer des informations utiles car tous les détails de l'inventaire des bâtiments sont inclus dans outre la topographie, les sites, caractéristiques de la source et des effets d'interaction sol-structure. Cependant, les enquêtes post-tremblement de terre ne comprennent pas toutes les informations nécessaires telles que les matériaux de construction et les dispositions de conception parasismique. Spence et al. (1992) fournit une étude d'exemple qui combine les données provenant de différents tremblements de terre autour du monde. Néanmoins les données d'observation post-tremblement de terre disponible sont rares et l'exigence d'avoir des échantillons statistiquement valables de structures dans des états de dommages similaires lorsqu'il est soumis à différents niveaux de secousse du sol rend cette option irréalisable pour constituer des populations de différentes compositions.

En outre, les relations de la vulnérabilité des bâtiments, de nouvelles configurations ou matériaux qui ne sont pas disponibles dans les bases de données ne peuvent pas être obtenus, ce qui empêche les avantages de cette approche.

Les Courbes de fragilité de jugement pour les populations de bâtiments sont générées sur la base d'opinions d'experts dans le domaine de l'ingénierie des tremblements de terre. Ces experts sont invités à déterminer les distributions de dommages en fonction de l'intensité des tremblements de terre. Leur jugement pour les relations de fragilité n'est pas sensible à la rareté des données, ce qui signifie que les experts peuvent fournir des estimations des dommages pour un certain nombre de différents types de structure. Depuis que les experts quantifient aussi l'incertitude de leurs estimations, les courbes de fragilité pour un grand

nombre de types structuraux et des populations de construction peuvent être générées facilement. Par exemple, Bien que les experts ne déterminent pas les paramètres de courbes de fragilité dans HAZUS, les diagrammes de la capacité utilisée dans la dérivation de courbes fragilités ainsi que l'incertitude liée à la capacité des bâtiments et de la demande de tremblement de terre sont basées sur jugement.

Les Matrices de probabilité de dommages et courbes de vulnérabilité du Applied Technology Council's documents ATC-13 (1985) et ATC-40 (1996) sont également a base de jugement à une certaine mesure. La fiabilité des courbes à base de jugement est discutable en raison de leur dépendance à l'égard de l'expérience des personnes consultées et le manque de fondement scientifique. En outre, il n'est pas viable pour déterminer le degré de conservatisme impliqué dans les décisions de ces experts et il peut être difficile d'obtenir des estimations fiables dans le cas de nouvelles conditions où aucune expérience n'est disponible.

Les Relations de vulnérabilité analytiques obtiennent des données statistiques des simulations de modèles structurels en augmentant l'intensité de mouvement du sol. Il en résulte une fiabilité accrue par rapport aux courbes a base de jugement. Les relations de fragilité analytique sont de plus en plus populaire avec les progrès de calcul d'ingénierie des structures qui accélèrent le processus d'analyse et rend la modélisation de composantes complexes, par exemple des murs de remplissage ou de connexions poutre-poteau, possibles.

Néanmoins, il ya encore des défis à relever avec la simulation tels que la modélisation des interactions de la structure du sol et de l'effondrement numérique précédant la défaillance structurelle. En outre, la modélisation détaillée des assemblages structuraux a besoin, la plupart du temps, de vérification des données expérimentales. D'importantes recherches sont consacrées à la dérivation de relations de fragilité en utilisant la simulation de modèles analytiques. Singhal et Kiremidjian (Singhal et Kiremidjian, 1997), et Erberik et Elnashai (Erberik et Elnashai, 2004, utilisent des modèles 3D pour l'analyse structurelle tandis que d'autres adoptent une approche simplifiée telle que l'analyse inélastique des systèmes équivalents degré de liberté unique (Jeong et Elnashai,2007).

Les Relations de fragilité hybrides combinent les trois autres alternatives mentionnées ci-dessus afin de tenir compte de la carence inhérente à chacun d'eux.

La subjectivité des courbes jugements est compensée par des données d'observation post-séisme. Par exemple, les relations de vulnérabilité dans l'ATC-13 et ATC-40, même si

lourdemment basées sur les opinions d'experts, utilisent des données, dans une mesure limitée, à partir de 1971 des tremblements de terre de San Fernando et de Northridge 1994, respectivement.

Les courbes fragilités mentionnées précédemment dans HAZUS, adoptent des avis d'experts dans la détermination des capacités des constructions et l'incertitude associé à celle-ci et la demande du tremblement de terre, tandis que l'incertitude combinée de la capacité et de la demande sont calculées sur la base d'analyse. Dans certains cas de test expérimental, les résultats complètent les données statistiques disponibles. Toutefois, en raison de l'impossibilité d'évaluer chaque variation de paramètre dans des tests empiriques, les résultats expérimentaux sont pour la plupart utilisées à des fins de vérification, plutôt que comme une source supplémentaire de données statistiques disponibles.

En raison de la nature probabiliste de l'analyse de la fragilité, les structures doivent être évaluées, en fonction de l'objectif spécifique de l'étude, pour différentes propriétés des matériaux et / ou configurations structurelles et la gravité croissante de l'entrée - ayant des caractéristiques stochastique.

Les Méthodes d'analyse structurale sont classées en deux groupes génériques linéaires et non-linéaires

- Qui peuvent chacun être ensuite divisée en statique et dynamique. « Analyse statique équivalente » est un exemple typique de procédures statiques linéaires, la plupart des codes actuels de conception parasismique l'emploient, l'entrée des distributions de force horizontale est requise pour cette méthode. D'autre analyse modales manuelles et spectrale utilisent une superposition et relèvent de procédures dynamiques linéaires. Dans les deux méthodes, un système à plusieurs degrés de liberté (multi-degree-of-freedom MDOF) est décomposé dans une série de systèmes d'un seul degré de liberté (single-degree-of-freedom SDOF) et de l'histoire de l'analyse de réponse élastique effectuée. Le premier combine the **time history** des réponses alors que dans le second, seules les quantités maximales d'intervention se superposent pour donner une limite supérieure de la réponse maximale du système MDOF. En ce qui concerne les procédures statiques non linéaires, CSM, Méthode de **Coefficient de Déplacement (DCM)** et la méthode **secant (COLA, 1995)** sont les méthodologies les plus largement utilisés. Les deux premières méthodes utilisent des courbes de « pushover ». Selon que le motif de la force latérale utilisée dans la dérivation de la courbe est maintenue constante ou mise à jour, le procédé pushover est nommé « conventionnel » ou « adaptatif »,

respectivement. D'autre part, la méthode Secant (COLA, 1995) utilise des structures de substitutions et la raideur sécante dans ses calculs. **Inelastic response history** et **analyse dynamique incrémentale (incremental dynamic analysis IDA)** sont des techniques bien établies pour les analyses dynamiques non linéaire des structures. L'idée de l'analyse IDA n'est pas nouvelle (Bertero, 1977; Nassar et Krawinkler, 1991): elle a trouvé une large application dans l'analyse de fragilité car elle peut estimer la capacité structurale sous le chargement de tremblement de terre, et parce qu'elle fournit une image continue de la réponse du système d'élasticité à céder et finalement l'effondrement. Elnashai (2002) examine les techniques de pushover disponibles et fournit des comparaisons avec l'IDA. Papanikolaou et Elnashai (2005, 2006) utilisent un ensemble de huit différents bâtiments en béton armé couvrant différents niveaux d'irrégularité en plan et en élévation, ductilité structurelles et effets directionnel afin d'enquêter sur l'exactitude et l'applicabilité pushover conventionnel et adaptatifs ainsi que l'IDA. Leurs résultats indiquent que, bien que l'analyse pushover adaptatif est supérieur à son homologue conventionnel, en général, il ne peut pas offrir de grands avantages sur la méthode traditionnelle d'analyse pushover.

Les deux techniques sont jugées adéquates pour les systèmes structurels exempts d'irrégularités dans plan et en élévation. Pour les autres systèmes, l'utilisation de l'analyse dynamique inélastique est recommandée.

Les niveaux de performance ou les états limites pour les systèmes structuraux sont définis comme le point après où le système n'est plus en mesure de satisfaire à une fonction souhaitée.

Les niveaux de performance peuvent être identifiés en utilisant des approches quantitatives ou qualitatives. Les codes du bâtiment adoptent des approches qualitatives généralement lorsque l'objectif est d'assurer la sécurité de l'occupants et la poursuite de maintenabilité pendant le chargement pondérées et non pondérées, respectivement.

Le document de l'Agence de la Federal Emergency Management, FEMA 356(2000), a détaillé des informations sur la définition qualitative des niveaux de performance.

Les trois états limite importants correspondant à la rigidité, la résistance et la ductilité les exigences en matière de conception de structures sont en occupation immédiate (IO), la sécurité de la vie (LS) et la prévention de la chute (CP). Le même document définit IO que l'état du bâtiment où la raideur de la conception pré-tremblement de terre et la force sont

conservés et les occupants sont autorisés un accès immédiat à la structure après le séisme, LS est l'État où les occupants sont protégés contre la perte de la vie avec une marge importante contre le début de l'effondrement partiel ou total et CP comme l'État où l'immeuble continue de supporter le chargement de la gravité, mais conserve aucune marge contre l'effondrement.

Toutefois, lorsque les techniques d'analyse structurelles décrites précédemment sont concernées, les limites de réponses quantitatives correspondant aux descriptions des codes qualitatifs sont requis. A cet effet, plusieurs chercheurs adoptent le modèle de l'indice de dommages proposé par Park et Ang (1985) et Park et al. (1987) lors de l'analyse dynamique inélastique est exécutée. Dans le cas des évaluations statiques, en particulier lorsque les courbes de pushover sont disponibles, le rendement et les définitions de l'état limite ultime par Park (1988) sont utilisés pour la détermination des niveaux de performance.

Différentes techniques d'analyse structurelle nécessitent différentes représentations de la demande du tremblement de terre. Par exemple, **l'analyse linéaire équivalente** a besoin de valeurs d'accélération spectrale à certaines périodes afin d'estimer les forces latérales. D'autre part, comme son nom l'indique, **l'analyse spectrale** utilise la représentation spectrale du mouvement du sol.

Bien que quelques-unes des méthodes améliorées d'utilisation du spectre des capacités, emploient la méthode **Time History**, les spectres de la demande sont essentiels aux fins d'évaluation dans CSM. Les analyses de l'historique des réponses linéaire et non linéaire emploient records du tremblement de terre, qui sont préférables dans la plupart des cas, en raison de leur représentation plus précise des mouvements de terrain caractéristiques de tels que les effets de durée et d'amplitude variable dans le temps.

La dernière étape menant à des relations de fragilité est **l'analyse statistique des données de réponse des structures**. Si le système reste dans le domaine linéaire, la relation entre la réponse et la mesure d'intensité est également linéaire. Toutefois, sous une excitation sévère sismique, le système passe généralement dans la gamme inélastique, dans ce cas, une régression de l'analyse des réponses en fonction de la mesure de l'intensité d'excitation est effectuée.

Luco et Cornell (2007) proposent une analyse de régression non linéaire de la forme en loi de puissance **power-law** ce qui permet une analyse de régression linéaire par une transformation logarithmique simple.

Wen et al. (2004a) utilisent cette technique dans le cadre de la fonction de la vulnérabilité proposée. Les constantes de régressions obtenues donnent l'espérance conditionnelle et le coefficient de variation de la réponse structurale. Avec le choix approprié d'une fonction de distribution et à l'aide des derniers paramètres, les courbes de fragilité peuvent être générés.

Une approche différente est proposée par Kircher et al. (1997b), pour la générer une courbe de fragilité, où l'intensité du mouvement du sol est remplacé par une réponse structurelle moyenne à travers un processus appelé **convolution**. Cette méthode est également mise en œuvre dans HAZUS.

Pour ce qui est des thèses, articles et études au niveau local de l'université de Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou.

Une des méthodes citées au début du chapitre on été utilisé pour évaluer la vulnérabilité du bâtis. Cette méthode a été développée dès 1984 par le GNDT italien (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, créé par le conseil national de la recherche italien en 1983). La méthode a fait l'objet d'adaptations pour tenir compte des enseignements apportés par les tremblements de terre ultérieurs. La méthode GNDT a été adoptée par toutes les régions italiennes sismiquement actives moyennant quelques modifications mineures. La méthode GNDT se base sur l'identification et, dans certains cas, le calcul de paramètres caractéristiques du bâtiment étudié. Le travail de (**SLIMANI, 2013**) dans le cadre de sa thèse de master en Génie-Civil qui consiste à adapter la méthode sur un parc de réservoirs implantés dans différentes zones sismiques et à déterminer leur vulnérabilité grâce à cette dernière.

Le concept de vulnérabilité aux aléas naturels est utilisé par (**HAMMOUM et al, 2011**) afin de prédire le niveau de dégradation et de vieillissement pouvant survenir à grande échelle dans un réservoir de stockage des eaux. Pour estimer l'état de ces réservoirs, Ils se sont basé sur une méthode de diagnostic qui consiste à la détermination de l'indice de vulnérabilité (Iv), en tenant compte de tous les paramètres influents : environnementaux, structuraux et fonctionnels. A partir de cet indice, une échelle de classification des réservoirs en trois

niveaux de comportement (bon, moyen et mauvais) est proposée, auxquels sont associées différentes couleurs. La méthode de l'indice de vulnérabilité est appliquée à un parc de réservoirs de la wilaya de Tizi Ouzou (commune d'Irjden), géré par l'algérienne des eaux. Dans le même contexte, un premier système d'information géographique (SIG) de ce patrimoine a été construit et des analyses thématiques ont été entreprises.

(Ankik, 2013) a eu comme objectif lors de son travail, d'évaluer l'impact des périodes propres fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur le dimensionnement et la performance sismique des bâtiments en portiques auto-stables en béton armé dimensionnés selon le code de calcul de béton armé aux états limites (BAEL 91), et le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) sur la base d'une analyse par la méthode statique équivalente puis des analyses statiques non linéaires par poussée progressive (analyse Pushover) sont effectuées afin d'étudier leurs comportements post élastique et d'évaluer leurs performance sismique.

(Belkheir, 2012) a eu comme étude d'évaluer l'influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes qui est essentielles pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la structure cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment, or ce choix peut être discutable au vu de la structure.

Un travail similaire au notre est effectué par **(AIT LHADJ, 2013)** dans le cadre de sa thèse de master qui consiste à appliquer la méthode pushover pour un immeuble surmonté d'un réservoir en utilisant la procédure.

I-3 Conclusion

Devant la grande diversité de méthode de détermination de vulnérabilité, méthodes d'analyse non linéaire statiques ou dynamiques, un choix s'impose pour pouvoir aboutir à l'objectif qu'on s'est fixé (introduction générale).

Une analyse statique non linéaire « pushover » nous permettra de répondre à ces questions et d'éclaircir certaines zones d'ombres.

L'analyse pushover a plusieurs méthodologies, la présentation de ces dernières et le choix de l'une d'entre elle sera détaillée lors du prochains chapitre (chapitre II).

La procédure choisi sera expliquée et détaillée durant le chapitre III.

Chapitre II
Présentation de quelques méthodes
de l'analyse non linéaire

Introduction :

La vulnérabilité d'une construction aux séismes est la tendance d'endommagement d'une construction face à un évènement sismique. Elle représente l'importance des dommages attendus lors d'un séisme d'une intensité donnée.

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique diffèrent par leur complexité, leur précision et leur objectif. L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment unique se fait par des analyses structurales détaillées alors que les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité d'un ensemble de bâtiments reposent généralement sur l'utilisation de fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions de vulnérabilité sont élaborées en général à partir de l'observation des dommages causés par les séismes passés (probabilité de dommages, jugements experts, etc... (comme cités dans le 1^{er} chapitre).

En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité de bâtiments typiques, et donc de prédire les dommages. On peut considérer qu'il y a deux grandes méthodes pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments :

- Les études statistiques basées sur les dommages observés lors de séismes passés, qui permettent d'obtenir des dommages probables associés à une classe de bâtiment. Ces dommages servent ensuite à développer des fonctions de vulnérabilité donnant pour un type de bâtiment la probabilité qu'un certain degré d'endommagement survienne en fonction de l'intensité d'un séisme. La valeur des résultats est essentiellement probabiliste.
- Les simulations par modèles numériques ou analytiques permettant d'obtenir la réponse d'une structure à un ou plusieurs scénarios de séismes. Les résultats sont généralement déterministes et valables pour un bâtiment en particulier.

II-1 Définition « Analyse non linéaire » et avantages:

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire (hautement inélastique). Le comportement **non**

linéaire des éléments est traduit par apparition de rotules plastiques « Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement) de manière distribuée (zone plastique) ou concentrée (rotule plastique), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure.

La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique).

la performance inélastique globale des structures en BA sera dominée par les effets élastoplastiques, et par conséquent la précision de l'analyse pushover est influencée par l'aptitude des modèles analytiques à prendre en compte ces effets.

II-1-1 But :

Le but d'une analyse pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, déformations anélastiques dans les éléments, les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages. L'analyse non linéaire pushover peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peut être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

II-1-2 Avantage :

L'analyse non linéaire statique (pushover) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure, caractéristique de la réponse qui ne

peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, des exemples de telles caractéristiques :

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

II-2 Méthodes exploitant l'analyse push-over (Boussa, 2012)

Introduction :

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, peut être exécutée directement par un programme informatique qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales. Toutefois, le schéma de calcul et les hypothèses impliquées dans la modélisation du comportement non linéaire des éléments pourraient être différents qu'il puisse y avoir des variations dans les résultats d'analyse Pushover obtenus. Par conséquent, les principes fondamentaux de n'importe quel logiciel utilisé pour la méthode d'analyse Pushover doivent être bien assimilés pour interpréter les résultats.

II-2-1 La méthode spectrale non-linéaire "MSNL" (Fajfar, Gaspersic, 1996)

La méthode d'analyse Spectrale non-linéaire (MSNL), inspirée de celle de la méthode N2, établi par P. Fajfar (Fajfar, 1999) et validée sur une structure-test au laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) en Italie. L'abréviation (N2) signifie que la méthode est basée principalement sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non-linéaire à savoir :

- La courbe de capacité obtenue par analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul degré de liberté.

• Le principe du modèle (MSNL) consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui vont suivre représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique. La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la Forme de ce mode demeure constante durant le séisme. Des spectres non-linéaires, en lieu et place des spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalents, sont utilisés.

• L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande de déformation) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire (capacité de déformation).

• La sollicitation sismique est représentée au format $(S_a - S_d)$; c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure (la courbe Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête V_b en fonction de u_t) doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale S_a et en déplacement spectral S_d .

- La courbe Pushover subi donc les transformations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad ; \quad S_d = \frac{U_t}{\Gamma_1 \theta_{t,1}} \quad (\text{II-1})$$

M_1^* est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses m_j des différents niveaux, $\theta_{t,1}$ est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration :

$$M_1^* = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \theta_{i,1}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \theta_{i,1}^2} \quad (\text{II-2})$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \theta_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \theta_{i,1}^2} \quad (\text{II-3})$$

La procédure peut être décomposée selon les six étapes suivantes :

Etape 1 : Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure. Le spectre de réponse peut soit être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes, soit obtenues à partir d'un séisme particulier.

Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique (Figure II-1) est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ($S_a - T$) au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{II-4})$$

Où S_{ae} et S_{de} sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes T , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% .

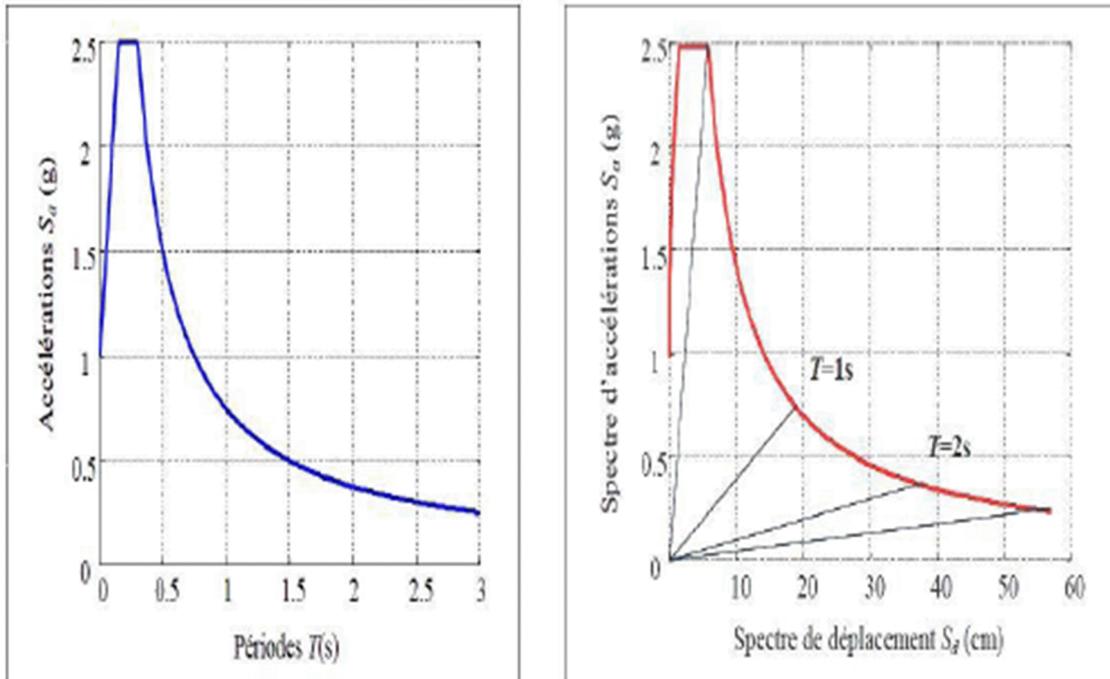


Figure II-1: Transformation du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$)

Pour une relation force-déplacement bilinéaire, le spectre non linéaire (inélastique) est déterminé à partir du spectre élastique (selon la proposition de Vidic et al, 1994) :

$$S_a = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \quad (\text{II-5})$$

$$S_d = \frac{u}{R_U} S_{de} = \frac{u T_n^2}{R_U 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{II-6})$$

Où:

S_a : spectre d'accélération non-linéaire;

S_d : spectre de déplacement non-linéaire;

μ : facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R_U : facteur de réduction dû à la ductilité (dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis).

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_μ et qui ont fait l'objet d'une attention particulière (Newmark et Hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, et Cruz, 1989 ; Tso et Naumoski, 1991 ; Krawirdder et Nassar, 1992 ; Miranda et Bertero 1994). Parmi ces propositions Fon utilise celle donnée par (Vidie et al 1994) :

$$R_u = (p-1)T+1 \quad T < T_a \quad \text{(II-7)}$$

$$R_u = \mu \quad T \geq T_c \quad \text{(II-8)}$$

T_c est la période caractéristique du mouvement sismique. Elle est typiquement définie comme la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

Les équations (II-6) et (II-8) indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le principe des déplacements égaux s'applique (selon Veletsos et Newmark, 1960), le déplacement du système non-linéaire est égal au déplacement du système élastique linéaire avec la même période. Les équations (II-7) et (II-8) représentent une version simple de la formule proposée par Vidie et al. (1994).

A partir du spectre élastique de dimensionnement montré dans la Figure (II-1) et en utilisant les relations (II-4) à (II-6), on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité μ constante, dans le format (Sa-Sd). Un tel ensemble de spectre est présenté dans la Figure (II-2).

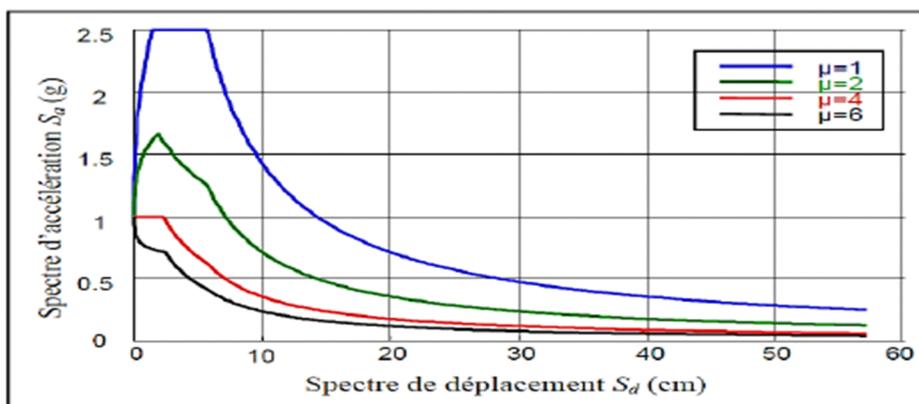


Figure II-2 : Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités

Etape 3 : Analyse en poussée progressive (Pushover)

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum ». La courbe traduisant le comportement de la structure est tracé en portant en abscisse le déplacement du sommet et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b .

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse « pushover ». Si on note par P , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$P = p[M] \cdot \{\Phi\} = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (\text{II-9})$$

$[M]$: Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau ;

$\{\Phi\}$: Vecteur forme normalisé pour le déplacement ;

P : facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

Une telle distribution a un sens physique (force d'inertie exprimées en fonction des modes et des masses), et reste d'utilisation simple quant à la transformation des systèmes à plusieurs degrés de liberté en systèmes à un seul degré de liberté (Fajfar et al, 1996). Cependant, n'importe quelle distribution raisonnable peut également être employée. La distribution des forces latérales reste constante pendant le processus de l'analyse Pushover.

Etape 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Une fois la courbe pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement.

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux et si on prend seulement le mode fondamental, l'expression se réduit à :

$$U_1(t) = \Gamma_1 \theta_1 D_1(t) \quad (\text{II-10})$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit u_t et le déplacement correspondant au premiers mode est :

$$U^* = \frac{u_t}{\Gamma} \quad (\text{II-11})$$

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (\text{II-12})$$

V : est l'effort tranchant à la base du système a plusieurs degrés de libertés

U^* et F^* sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système a un seul degrés de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modal, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degré de libertés au système à un seul degré de liberté. Il est déterminé a partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (\text{II-13})$$

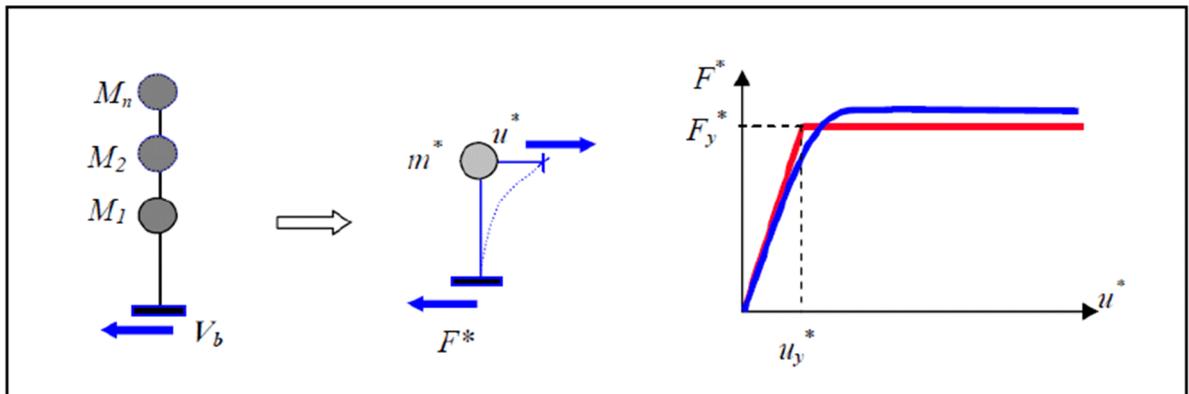


Figure II-3 : Caractéristique du système équivalent à un seul degré de liberté

La courbe Pushover (F^*-u^*) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bi-linéaire, ce qui permet de déterminer respectivement la force et le déplacement à la limite élastique F_y^* et u_y^* du système équivalent.

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot u_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{II-14})$$

F_y^* et u_y^* sont la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent. Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélération-déplacement (S_a - S_d) est obtenu comme suit :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad ; \quad S_d = u^* \quad (\text{II-15})$$

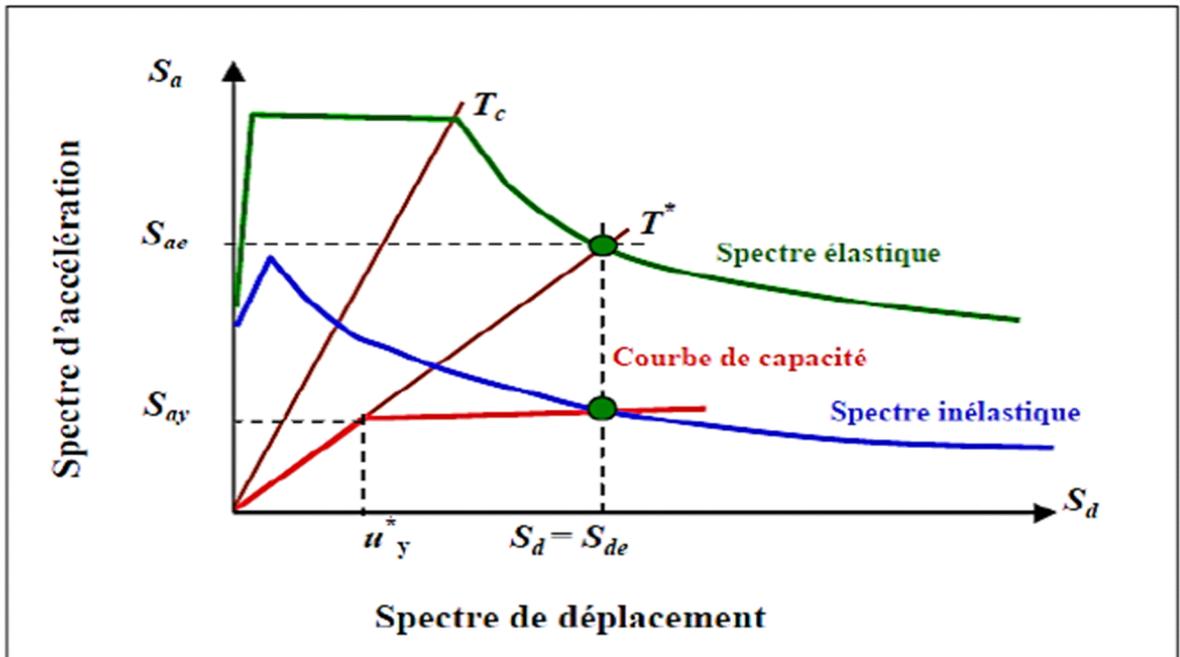


Figure II-4 : Détermination du déplacement du système équivalent

Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique T^* et de la position de ce dernier par rapport à la période caractéristique T_c , il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique illustrée à la Figure (II-5) :

- Les deux diagrammes du spectre de demande et de capacité sont tracés dans le même graphe
- L'intersection de la droite correspondant à la période élastique de la courbe de capacité idéalisée T^* avec le spectre de réponse élastique fourni l'accélération du système élastique (S_{ae}) et le déplacement élastique correspondant;

Le facteur de réduction R_u peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations comme suit :

$$R_u = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*} \quad (\text{II-16})$$

On distingue deux cas :

1- Premier cas : $T^* > T_c$

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique T_c , le déplacement non-linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_d , conformément au critère de l'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes (équations II-6 et II-8). La Figure (II-5) illustre graphiquement cette étape (triangles semblables) et la ductilité définie par

$\mu =$ est égale au facteur de réduction selon les équations ci-après :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \mu = R_u \quad (\text{II-17})$$

2- Deuxième cas : $T^* < T_c$

Dans le cas où la période élastique est inférieure à la période caractéristique T_c , la ductilité peut être calculée à partir de l'équation (II-7) (proposition de Vidic et al., 1994)

Le déplacement non-linéaire défini en fonction de la ductilité, est déterminé par les relations suivantes :

$$S_d = \mu \cdot u_y^* = \frac{S_{de}}{R_u} \left[(R_u - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right] \quad (\text{II-18})$$

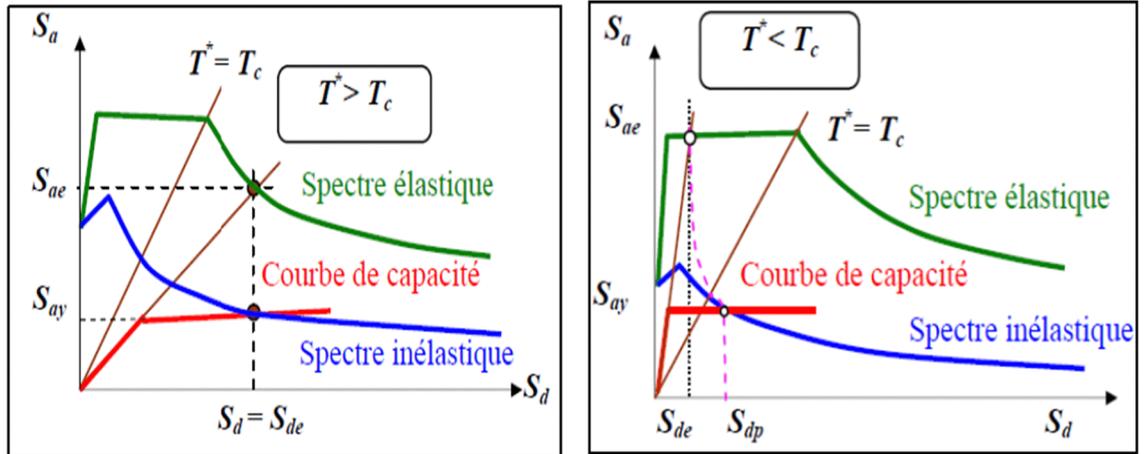


Figure II-5 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité

La Figure II-5 indique que si la structure réagit de manière élastique face au spectre de réponse (séisme), les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement.

Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (déplacement cible) en utilisant l'équation suivante (Figure II-6) :

$$u_t = S_d \Gamma \quad (\text{II-19})$$

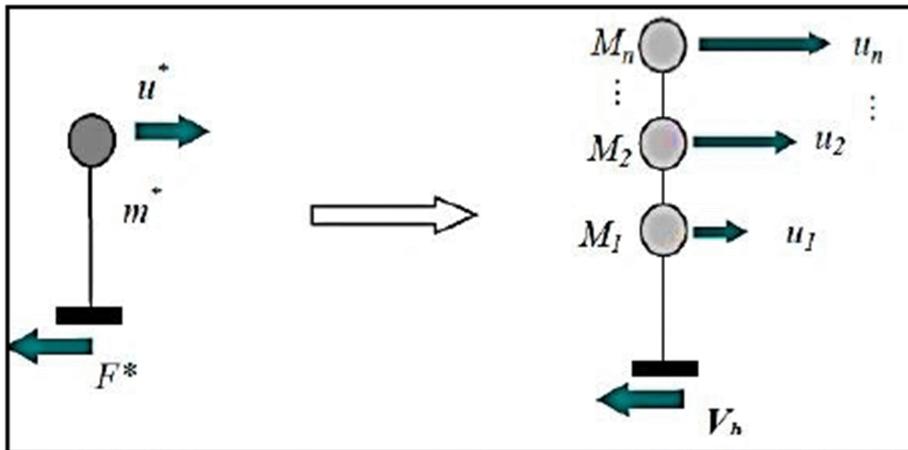


Figure II-6 : Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté

La Méthode d'Analyse Spectrale Non-Linéaire est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure. Des investigations faites par plusieurs auteurs (Saiidi et Sozea, 1981; Gupta et Kraankle, 2000) ont montré que cette hypothèse peut conduire aux bonnes prédictions de la réponse sismique globale d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration. Pour surmonter cette limitation, plusieurs auteurs ont proposé des distributions de charges adaptatives qui essaient de suivre la redistribution des forces d'inertie liée aux effets de mission des caractéristiques dynamiques durant la réponse inélastique. (Fajfar et Phalanger, 1988 ; Gupta et Kannath 2000). bien que ces distributions de charges adaptatives peuvent fournir de meilleurs résultats quant aux évaluations des exigences sismiques (Gupta et Runnath 2000), elles sont plus ou moins compliquées et exigent un outil informatique puissant pour leur application usuelle dans la pratique.

II-2-2 La méthode d'Analyse Multi modale Push over "AMP" (A.K.Chopra, R.K.Goel 2002)

La méthode d'Analyse Modale Push over(AMP), initialement développée par Chopra et Goel (Chopra et Goel, 2002), et amélioré par la suite par Chopra et Goel (Chopra et Goel, 2004), pour l'analyse des structures en acier, est appliquée afin d'estimer de meilleur façon la réponse maximale du mur voile. Elle consiste à découper une structure à plusieurs degrés de liberté en

plusieurs modes et la réponse totale dynamique de la structure s'obtient en combinant les réponses d'un nombre réduit de modes jugées prépondérants. Bien que, théoriquement la superposition des réponses modales ne s'applique pas dans la phase inélastique de la réponse (les modes ne sont plus découplés), Goel et Chopra ont prouvé que l'erreur, considérant les résultats de l'analyse temporelle non-linéaire, est en général plus petite que dans le cas où la superposition est effectuée au niveau du chargement (avec un modèle fixe de chargement), comme recommandé dans les directives du code FEMA-356 (Mana et al, 2004) ; ces directives adoptent la procédure statique non-linéaire (NSM), c.-à-d. analyse pushover, avec deux modèles différents de charge, le premier est similaire au chargement du mode fondamental (distribution triangulaire) et le second avec une distribution modale (combinaison de type SRSS des charges modales élastiques).

La méthode précédente d'Analyse Modale Pushover (AMP) tient compte de la contribution des modes les plus élevés, est en général basée sur le concept de découplage des effets de chaque mode. Les réponses modales sont ensuite combinées pour trouver la réponse totale de la structure. Un choix attrayant utilisé originalement par Matsumori (Matsumori et al 1999), dans lequel la combinaison est effectuée numériquement en additionnant et en soustrayant la contribution des différents modes. Pour une meilleure estimation de la réponse sismique de la structure,

Ils ont utilisé deux modèles de distribution des forces : la somme et la différence de deux distributions de forces modales, respectivement. Dans leur étude, ils ont considéré seulement le premier et le deuxième mode, dont l'analyse a été effectuée séparément pour chaque mode. La mise en application de la méthodologie a fourni une bonne corrélation avec les résultats issus de l'analyse temporelle non-linéaire.

II-2-3 La méthode des Combinaisons Modales "MCM" (Kunnath, 2004)

La méthode (MCM) proposée originalement par S. K. Kunnath (2004), tient compte également de l'effet des modes les plus élevés par une nouvelle procédure améliorée en utilisant une forme de combinaison factorielle des charges latérales appliquées donnée par une analyse modale. Il a été suggéré par plusieurs auteurs (Chopra et al., 2004 ; Kunnath, 2004.), que le mode fondamental est privilégié, et sa contribution est d'un effet prépondérant, la combinaison devrait

alors exclure le premier mode_ on sa contribution devrait être réduite par utilisation d'un facteur de modification.

La procédure, par conséquent, requiert plusieurs analyses Pushover, où une série de modèles de charges modales sont appliqués. Dans chaque cas, le modèle de charge lui-même est

invariable. Afin d'effectuer une bonne estimation des déplacements et des forces internes, il est nécessaire de considérer les réponses maximales en terme de déplacement à chaque niveau d'étage et ensuite établi une enveloppe (ou base de données) de valeurs maximales de déplacements inter-étages, valable pour une analyse performantielle.

Une question importante évidemment, se pose : quels modes devaient être précisément retenus dans la combinaison ?

Des études préliminaires effectuées sur plusieurs structures de diverses hauteurs, indiquent que le nombre de modes à retenir dans l'analyse est fonction de la hauteur de la structure. Toutefois, un seul mode (fondamental) suffi pour les structures de petite hauteur, alors que plusieurs modes sont nécessaires pour les structures de grande hauteur. Pas plus de trois modes étaient nécessaires pour obtenir une réponse raisonnable dans tous les cas considérés (Chopra et al., 2004 ; Kunnath, 2004).

- Effet des hypothèses sur la courbe de capacité :

L'objectif de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance de la structure à travers restitution des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse, dont le déplacement cible et le choix de la forme du chargement Latéral qui sont basés sur des suppositions très restrictives.

La sélection du mode de chargement (incrémental est un des aspects les plus critiques de la méthode, car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique. Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits), mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales doit être invariante (pendant le séisme), et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent être raisonnables si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par la contribution des modes supérieurs. Ceci dit, si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant. Cependant, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales des déplacements requis ni prévoir tout mécanisme de défaillance local.

Une possibilité pratique pour pallier partiellement les limitations en partie imposée par

l'analyse Pushover est de supposer deux ou trois formes différentes modèles de charges, et ensuite de prendre l'enveloppe des résultats, ou d'inertie qui varient avec le temps (Kalkan et al., 2006).

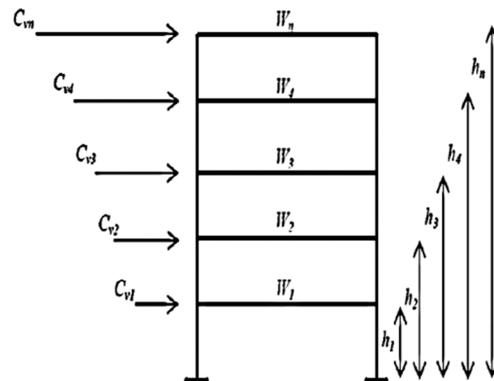
La question du choix du mode de chargement représente le point de faiblesse ou (limite) de l'analyse Pushover, car l'utilisation d'une forme invariante de chargement peut conduire à des résultats erronés, en particulier pour les structures à longues périodes de vibration.

II-2-4 La méthode pushover dans FEMA356 « Displacement coefficient method » (FEMA, 2000)

1) Analyse statique non linéaire de l'ouvrage sous chargement latéral

- Force latéral équivalente (ELF) :

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$



C_{vx} : la force latérale

W_i : fraction du poids assignée au niveau i .

W_x : fraction du poids assignée au niveau x .

h_i : hauteur de la base jusqu'au niveau i .

h_x : hauteur de la base jusqu'au niveau x .

$$K = \begin{cases} 1 & T \leq 0,5 \\ 2 & T \geq 2,5 \end{cases}$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T .

- Distribution uniforme : dans cette forme de distribution, la force est égale a

la masse du niveau considéré $C_{vx} = m_{vx}$

- Distribution par la forme quadratique (SRSS) : La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposé être élastique et linéaire.

2) Tracer la courbe V en fonction du déplacement « courbe pushover »

3) Simplifier la courbe obtenue en une courbe élasto-plastique « bilinéaire idéalisé »

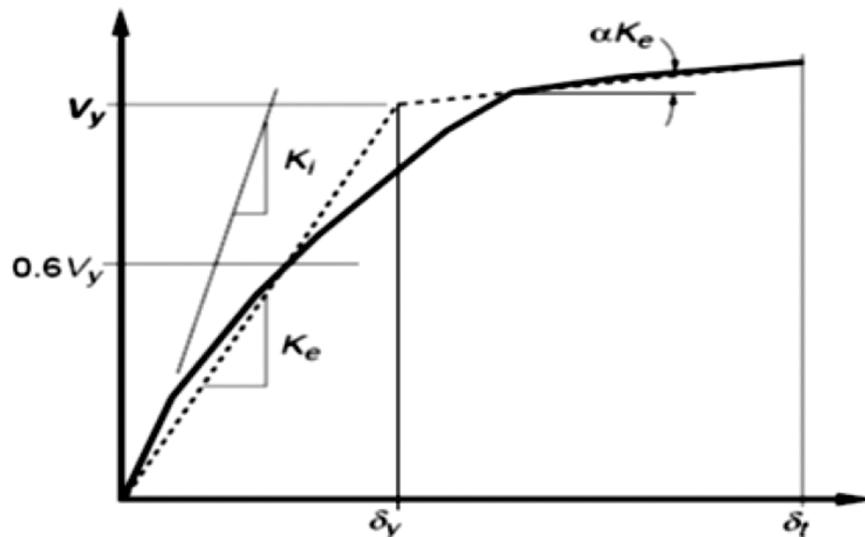


Figure II-7: Représentation bilinéaire de la courbe « pushover »

4) Calculer la période effectif fondamental de la structure $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$.

T_e : la période effectif fondamental de la structure (en seconde)

T_i : la période élastique fondamental de la structure dans la direction considérée

K_i : est la rigidité latérale élastique de la structure dans la direction considérée.

K_e : est la rigidité latérale du bâtiment dans la direction considérée

5) C_0 : est un facteur qui relie le déplacement spectral de système équivalent S.D.O.F au déplacement du toit du bâtiment. Il dépend du nombre d'étage.

Tableau II-1: valeurs du facteur C_0

Etage	Facteur de modification C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5

Une interpolation linéaire utilisée pour les valeurs intermédiaires

6) C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du de la réponse linéaire élastique

$$\left\{ \begin{array}{l} C_1 = 1 \\ C_1 = \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} T_e > T_0 \\ T_e < T_0 \end{array}$$

T_0 : la période propre fondamentale.

R : le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique $R = \frac{S_a}{v_y/W} \frac{1}{C_0}$

S_a : l'accélération spectrale pour la période effective du bâtiment dans la direction de calcul

V_y : la limite élastique calculée a partir du diagramme bilinéaire.

W : poids total de la structure.

7) C_2 : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est en fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau II-2 : Valeurs du facteur de modification C_2

Niveau de Performance	T = 0.1 sec		T ≥ T ₀	
	Type1	Type2	Type1	Type2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1,3	1	1,1	1
Prévention de ruine	1,5	1	1,2	1

1 Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.
2 Les autres structures

C_3 : Facteur de modification qui prend en compte l'effet de deuxième ordre

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^2}{T_e}$$

9) déplacement cible (target displacement) δ_t

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

α : le rapport de la rigidité post élastique et de la rigidité élastique

g : est la pesanteur

II-2-5 la méthode Pushover dans l'ATC "Capacity Spectrum Method" :

Le code AT40 spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basées sur les principes déjà exposés (les procédures de la MSNL). Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la procédure "A" donne des meilleurs résultats. (**Boussa, 2012**)

Procédure A. qui s'agit de l'application la plus directe. Une procédure est véritablement itérative, mais elle est basée sur une formule et peut facilement être programmée dans un tableur. C'est plus une méthode analytique qu'une méthode graphique. C'est peut-être la meilleure méthode pour les débutants car elle est l'application la plus directe de la méthodologie, et est par conséquent la procédure plus facile à comprendre.

Procédure B. Une simplification est introduite dans la modélisation bilinéaire de la courbe de capacité qui permet une solution relativement directe pour le Point de performance avec peu d'itération. Comme Procédure A, La procédure B est plus une méthode d'analyse qu'une méthode graphique, et il est probablement la plus pratique pour la programmation sur un tableur.

La procédure B peut être moins transparente et moins pratique à appliquer que la méthodologie de la Procédure A.

Procédure C.

la procédure C est une méthode purement graphique pour la détermination du Point de performances, elle est la méthode la plus pratique pour une détermination manuelle mais elle n'est pas particulièrement pratique pour la programmation de tableur. C'est la moins transparente des méthodologies.

Après la description des méthodes utilisant l'analyse pushover, une question s'impose.

Question: Quelle est la méthode d'analyse non linéaire à entreprendre et par la suite Quelle procédure utiliser ?

Réponse: cela dépend en grande partie des préférences personnelles, par choix d'exploitation des aspects pratiques de telle ou telle méthode. Notre choix se portera la méthode spectrale "**Capacity Spectrum Method**" décrite dans l'**ATC40** en utilisant la procédure **B**. Le choix de cette dernière est fondé sur les arguments suivant :

- La plus claire, la plus transparente et la plus directe application de la méthodologie.
 - méthode analytique.
 - Pratique pour les programmes de calculs.
 - Disponibilité comme fonctionnalité dans les logiciels de conception.
 - Peut être la meilleure méthode pour les débutants car elle est la plus directe et donc plus facile à comprendre.

Cette méthode sera plus amplement détaillée lors du chapitre suivant .

Chapitre III
Chapitre III : Description de la
méthode de capacité spectrale
« Capacity Spectrum Method »
(ATC40)

Introduction

Les éléments principaux de l'analyse pushover sont la demande et la capacité, qui représentent respectivement l'action sismique, et l'aptitude de la structure à résister au séisme.

III-1 Détermination de la courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (l'effort tranchant V en ordonnée) à la base du bâtiment en fonction du déplacement (en abscisse) de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $(\frac{1}{\alpha_1 W})$ et $(\frac{1}{P_{f1} \phi_1})$.

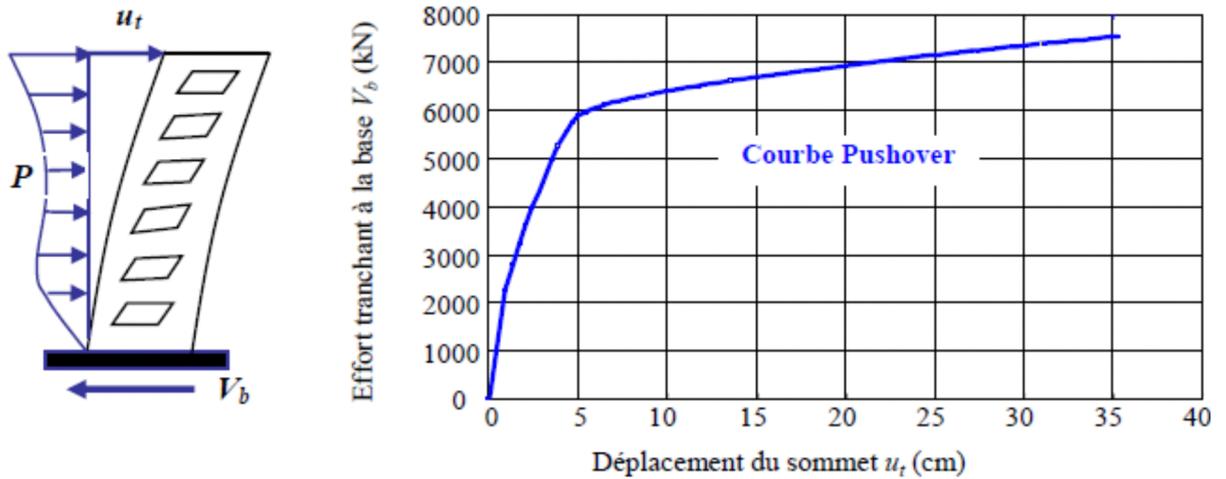
Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

W : Masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental.

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.



Détermination de la demande sismique : La demande inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (ξ_{eff}).

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
 - Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
 - Idéalistion bilinéaire de la courbe de capacité.
 - Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.
- Détermination du spectre élastique amorti à 5% :

Le spectre de réponse défini dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/S_g) pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau III-1) (RPA 2003).

η : Facteur de correction d'amortissement ($= 7/2+\xi$) (eq 4.3 RPA2003).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : période caractéristique associées a la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

Pour obtenir un spectre élastique amorti a 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale a l'unité pour le coefficient de comportement (R) et le facteur d'amortissement (η).

Le facteur d'amortissement effectif (ξ_{eff}) défini dans le règlement ATC40 est notée (η) dans le règlement parasismique algérien (RPA2003).

III-2 Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ($S_a - T$), au format accélérations-déplacements ($S_d - S_d$) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

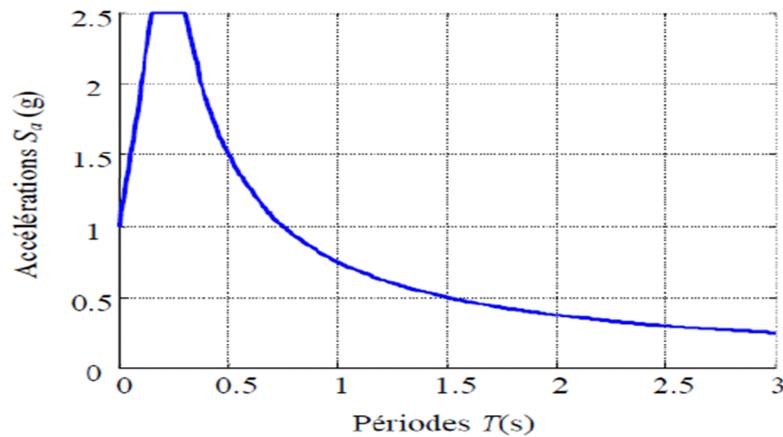


Figure III-1 : Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélération-périodes.

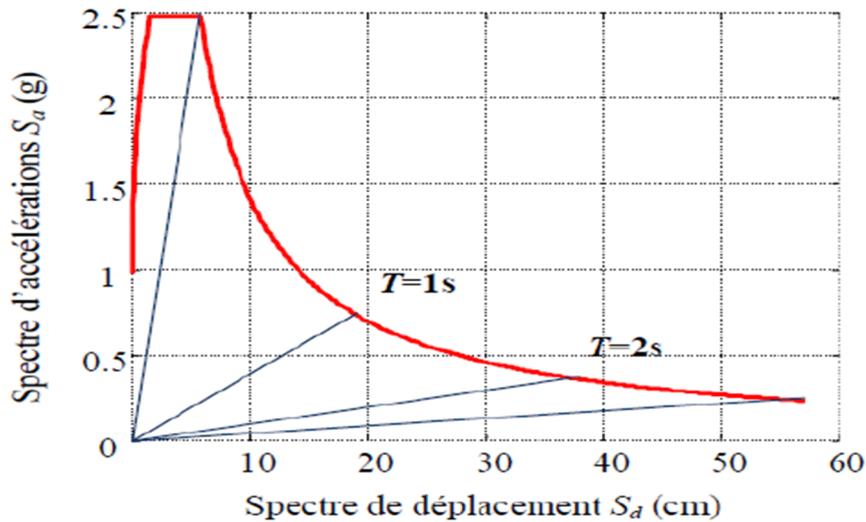


Figure III-2 : Spectres de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements.

III-3 Idéalisisation bi linéaire de la courbe de capacité

Une représentation bi linéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (ξ_{eff}), elle nécessite la définition du point (a_{pi} , d_{pi}), qui représente le point de la performance d'essai estimé par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi} , d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982).

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi} , d_{pi}) à un point (a_y , d_y) qui est définie de telle façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2

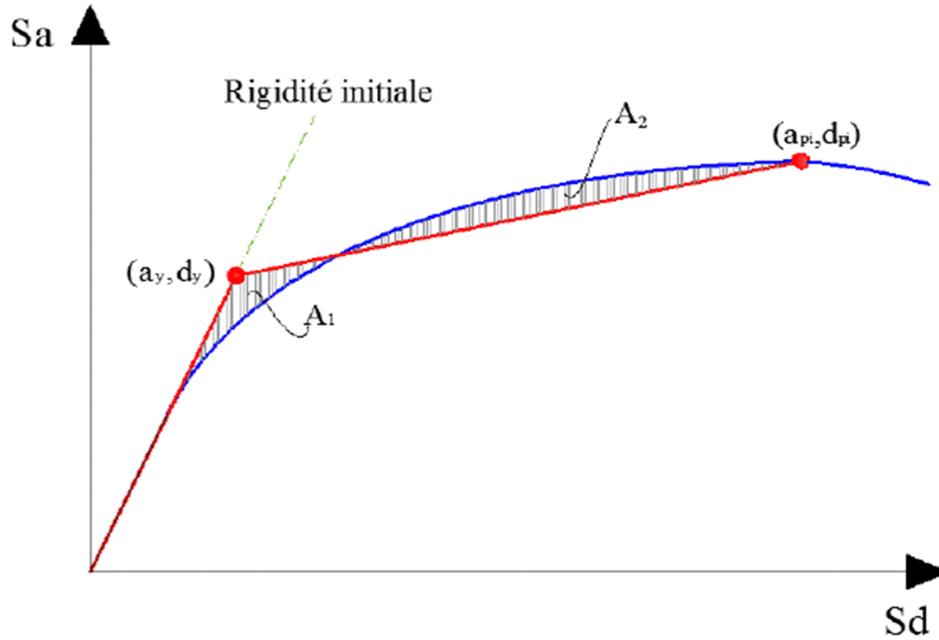


Figure III-3 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

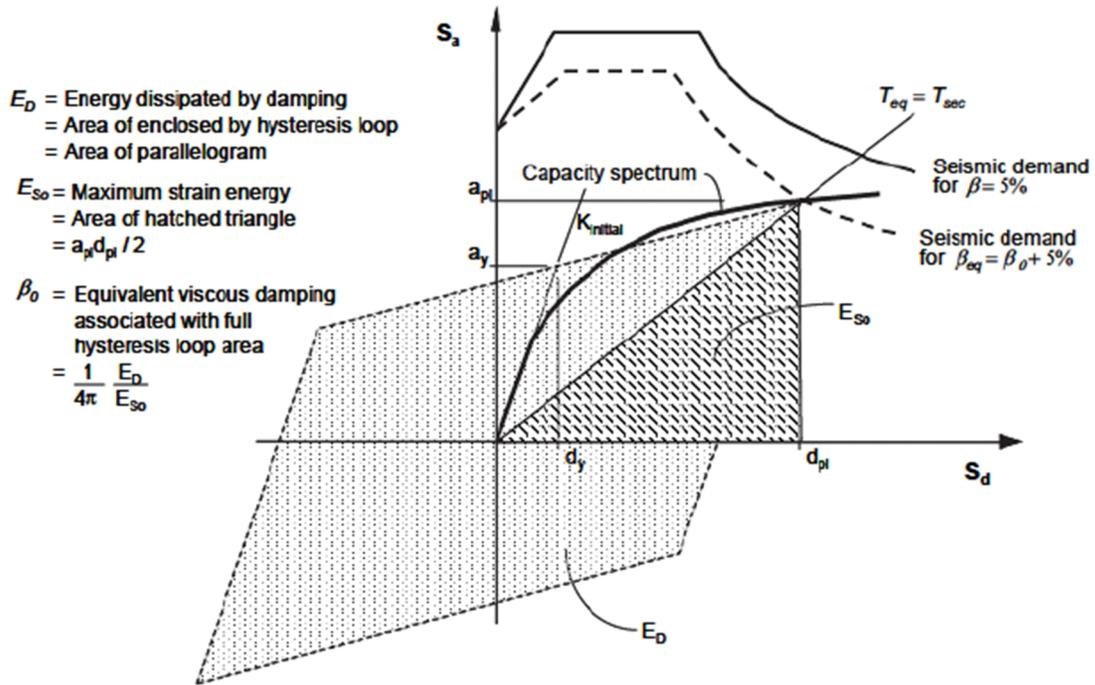
III-4 Détermination de l'amortissement effectif du spectre élastique

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (ξ_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement ATC40 propose de déterminer le terme (ξ_0) en utilisant l'équation suivante :

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$



Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Le développement de l'équation donne une autre écriture du terme (ξ_0) qui est fonction des points (a_{pi}, d_{pi}) et (a_y, d_y) :

$$\xi_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Ainsi, l'amortissement effectif (ξ_{eff}) associé a un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimer par l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Un facteur correcteur noté (k) est introduit dans l'équation pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogamme.

$$\xi_{eff} = k \xi_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Le facteur k dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement ATC40 considère trois types de comportement (Type A, B et C).

Type A : La boucle d'hystérésis est sensiblement similaire a celle de la figure, le facteur k est affecté d'une égale lorsque ≤ 16.25

Type B : La boucle d'hystérésis est relativement réduite par a celle de la figure, le facteur k est affecté d'une valeur égale a $2/3$ lorsque ≤ 25

Type C : La boucle d’hystérésis est très réduite par rapport a celle de la figure, le facteur k est affecté d’une valeur égale a 1/3.

Les valeurs du facteur (k) sont données dans le tableau

Tableau III-1 : Détermination de l’amortissement effectif de la structure.

Type de comportement structurel	ξ_0 (%)	k
Type A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0.33

Le choix du type comportement (Type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l’onde sismique. (Tableau.2)

Tableau III-2 : Type de comportement structurel.

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures Dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur (ξ_{eff}) de dans les équations définies précédemment.

III-5 Détermination du point de performance

Dans l'ATC40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique. (ATC-40 1996)

La **procédure A** est itératives, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe.

Par conséquent, nous avons choisie d'utiliser la procédure B.

La **procédure B** repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point (a_y, d_y) et la pente du segment poste élastique sont constants.

Cette hypothèse simplificatrice implique que l'amortissement effectif dépend seulement du terme (d_{pi}).

Les étapes de détermination du point de performance peuvent être résumées comme suit :

- 1- Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format ($S_a - S_d$) en utilisant le logiciel **ETABS**.

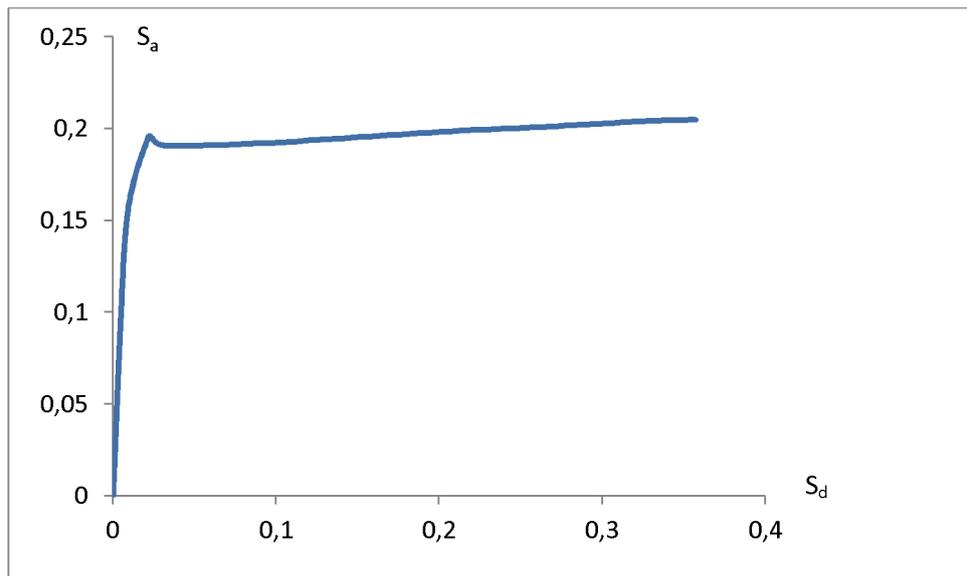


Figure III-4 : courbe pushover

2- Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) de la demande :

Le diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande sismique est défini par :

- S_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$, donc développement et représentation d'une famille de spectres réduits.

- ξ_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$. Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$ sont calculés par les formules suivantes :

$$S_{ra} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{\text{eff}})}{2.12}$$

$$S_{rv} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{\text{eff}})}{1.65}$$

- Pour chaque valeur S_{dpi} (constituant la courbe pushover S_a, S_d) considérer, représenter les points ($d_{pi} - \xi_{\text{eff}}$), puis relier ces points entre eux pour former le diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) de la demande sismique.

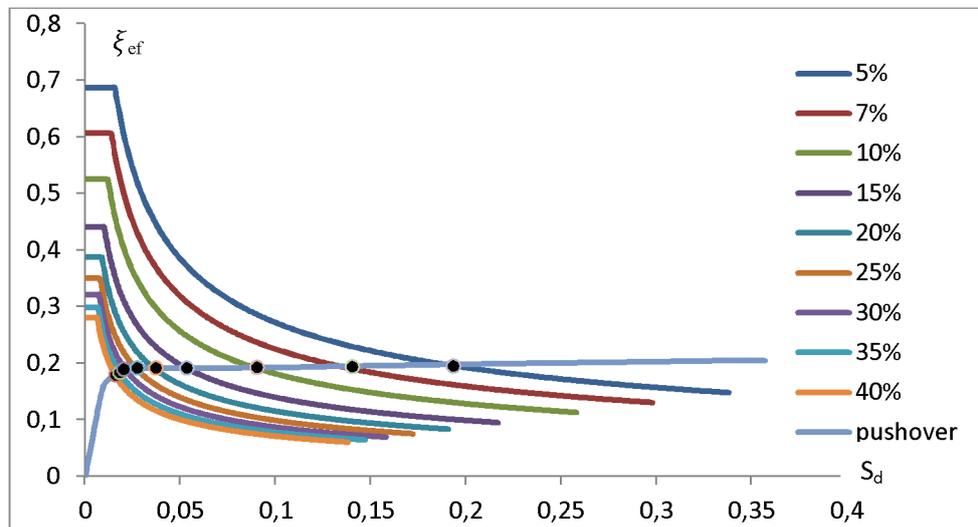


Figure III-5 : représentation de l'intersection du spectre de capacité et les branche d'une famille de spectres demande réduits.

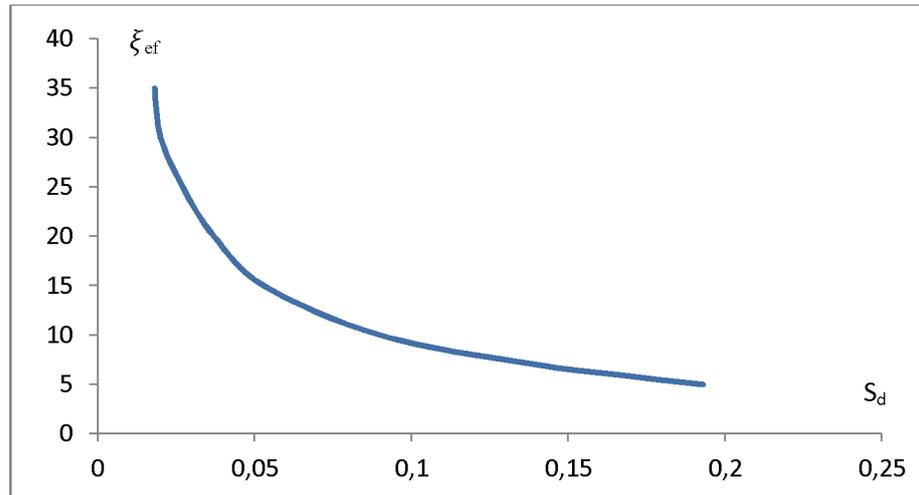


Figure III-5 : Diagramme $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la demande sismique.

3- Représentation bilinéaire de la courbe de capacité :

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (S_{ay}, S_{dy}) qui définit les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées (S_{du}, S_{au}) , qui définit les limites ultimes figure (III-6)

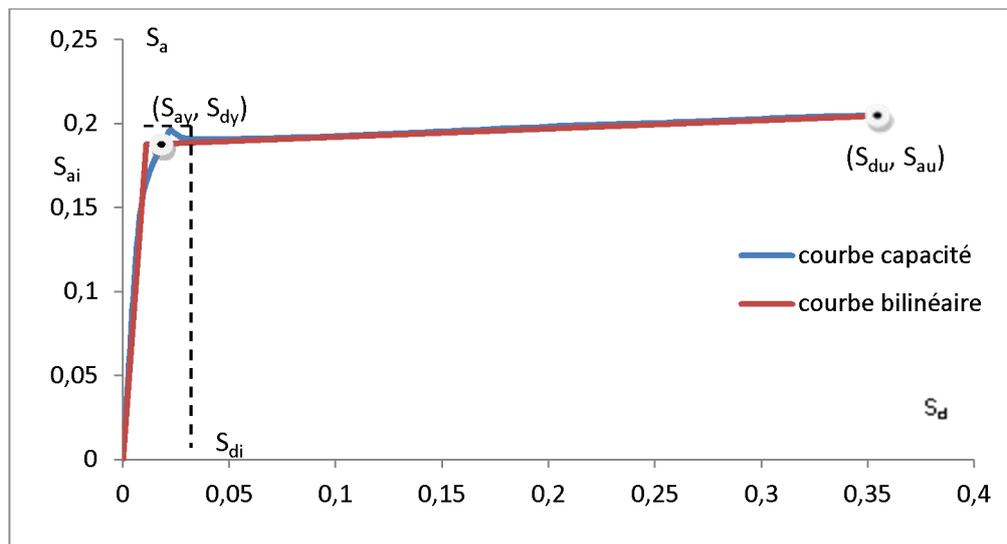


Figure III-6 : Représentation bilinéaire

4- Développement des diagrammes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la capacité sismique :

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (S_{ai}, S_{di}) sous forme d'amortissement effectif (figure III.7) est donnée par la formule suivante :

$$\xi_{\text{eff}}(\%) = 5 + 63.7K \left(\frac{S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}}{S_{api} \cdot S_{dpi}} \right)$$

Avec :

- K : coefficient de capacité de dissipation d'énergie
- S_{ay}, S_{dy} : limites élastique en accélérations et en déplacements respectivement.
- $S_{api} ; S_{dpi}$: coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

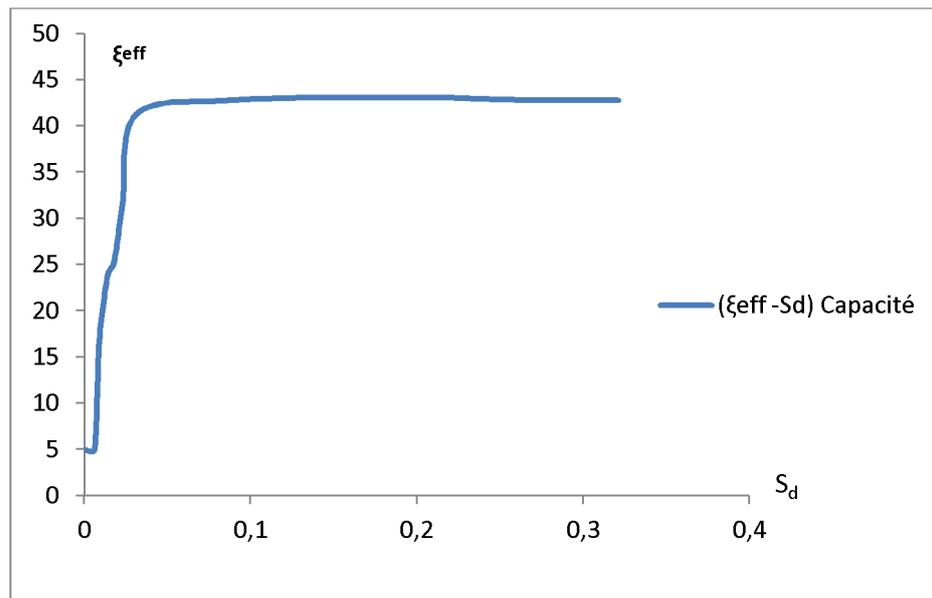


Figure III-7 : diagramme de $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la courbe de capacité.

5- Détermination du point de performance $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$:

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi construites sont superposées, leurs intersections nous donne directement le point de performance sans itération (Figure III-8).

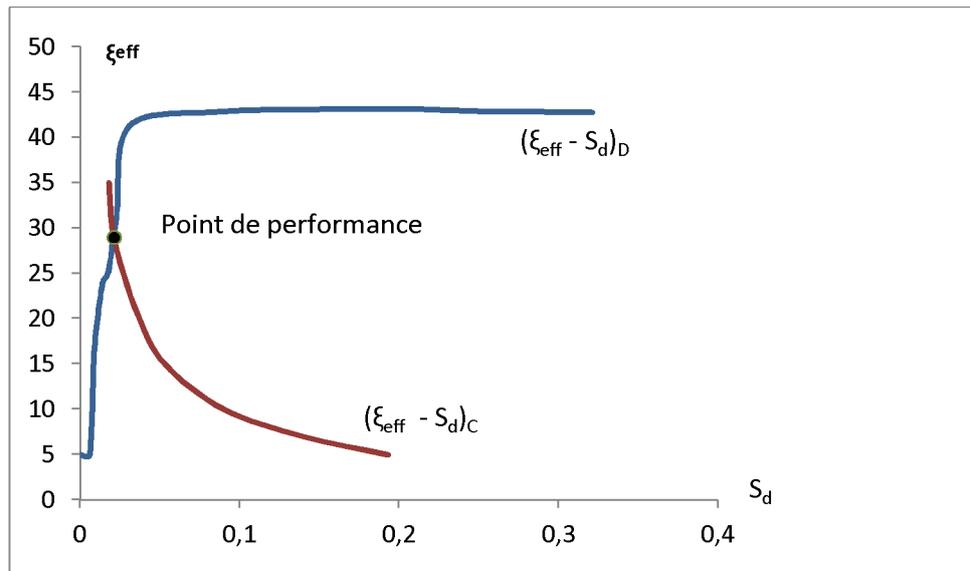


Figure III-8 : Superposition des diagrammes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$.

Conclusion

Hormis la procédure C, qui comme exposé précédemment, les procédures A et B sont des procédures itératives et donc doivent être nécessairement programmé a l'aide de programmes de calculs.

La programmation de ces méthodes requière beaucoup de temps, de connaissance et de maitrise dans ce domaine, chose dont nous ne disposons pas. La programmation de ces méthodes n'est pas en elle-même le thème de cette étude, mais plutôt les résultats et précisions qu'elle apporte.

Il y a multitude de logiciel de calcul de structure intégrant la fonctionnalité d'analyse pushover, et notre choix s'est porté sur ETABS version 9.6.0.

Ce choix est motivé par certain critères tels que :

- le logiciel intègre un code de calcul utilisant la procédure **la méthode de capacité spectrale « Capacity Spectrum Method » (ATC40)**. Il s'agit de la norme américaine et ETABS est basé là-dessus.
- Dispose d'une interface explicite.
- Maitrise du paramétrage.
- la courbe de capacité est donnée dans le format **(Sa ; Sd)**.
- Lors des deux chapitres suivants(IV et V), nous aurons a modéliser la structure puis lancer l'analyse pushover et enfin passer a l'analyse et l'interprétation des données.

Chapitre IV
Partie I
Application a un cas pratique

Introduction

L'application de l'analyse statique non linéaire pushover à un cas pratique se fera sur la base d'une étude réalisée par (**Boukais, 2012**) qui traite le calcul et dimensionnement d'un réservoir surélevé en béton armé implanté à BERRAHMOUNE, dont les calculs de pré-dimensionnement, l'étude sismique et hydrodynamique seront présentés au cour de la première partie de ce chapitre.

Lors de la deuxième partie de ce chapitre nous aurons à modéliser au moyen du logiciel ETABS le réservoir pour en suite l'analyser numériquement. Une fois la vérification des résultats, nous aurons à paramétrer l'analyse pushover d'ETABS.

Au terme de ces analyses non linéaires, nous procédons au tracer des courbes de capacité pour chaque cas. Nous déterminons aussi les points de performance ainsi que les déplacements. Nous déterminons également les distributions des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux poutres et poteaux ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant aux points de performance.

IV-1 Présentation du Site

Le réservoir surélevé a été proposé par la Direction des Ressources en Eau (ex-D.H.W) de Boumerdes, qui a pour objectif, l'alimentation en eau potable à l'horizon 2042.

L'étude de génie civil, s'est faite conformément aux règles de calcul des ouvrages en Béton Armé aux Etats Limite « **BAEL 91** », et aux Règles Parasismiques Algériennes « **RPA99 modifié en 2003** ».

- **Situation géographique :**

L'assiette retenue pour contenir le château d'eau est situé au niveau de la localité de BERRAHMOUNE situé sur le territoire de la commune de corso, willaya de BOUMERDES.

Voir photos de Google ci-dessous.

- **La commune est limitée**
 - Au Nord par la ville de Boumerdes.
 - A L'est par Tidjelabine.
 - A L'ouest par Boudouaou.
 - Au Sud Ouled Moussa.

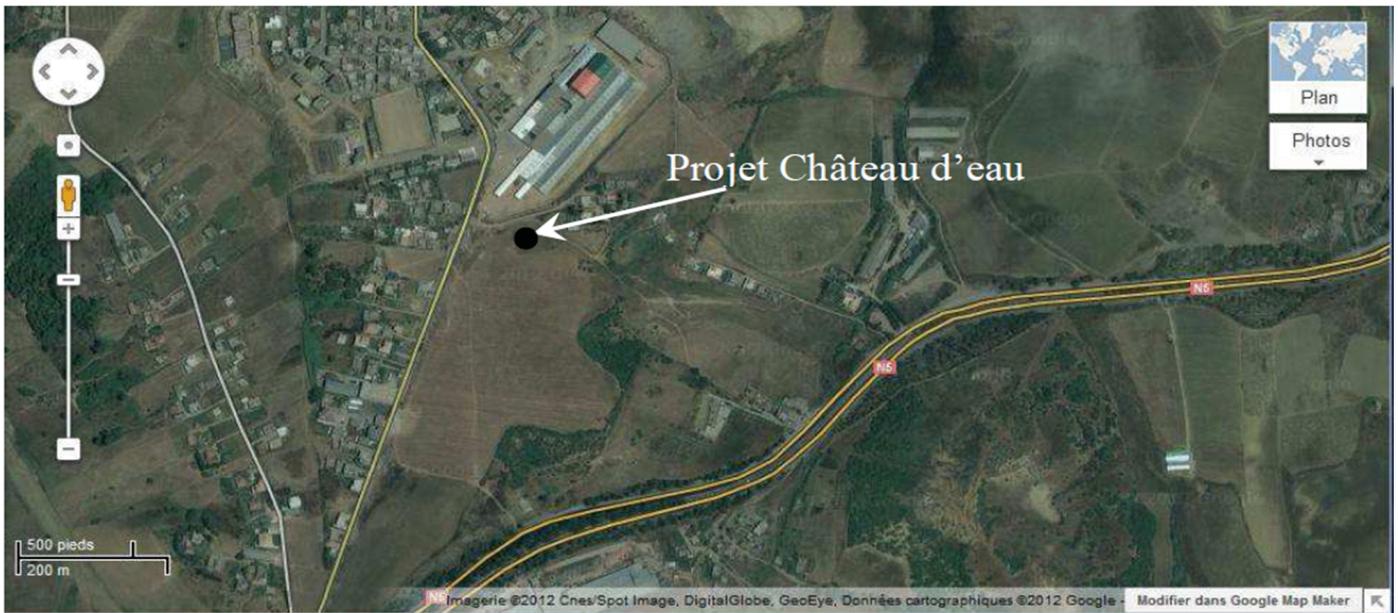
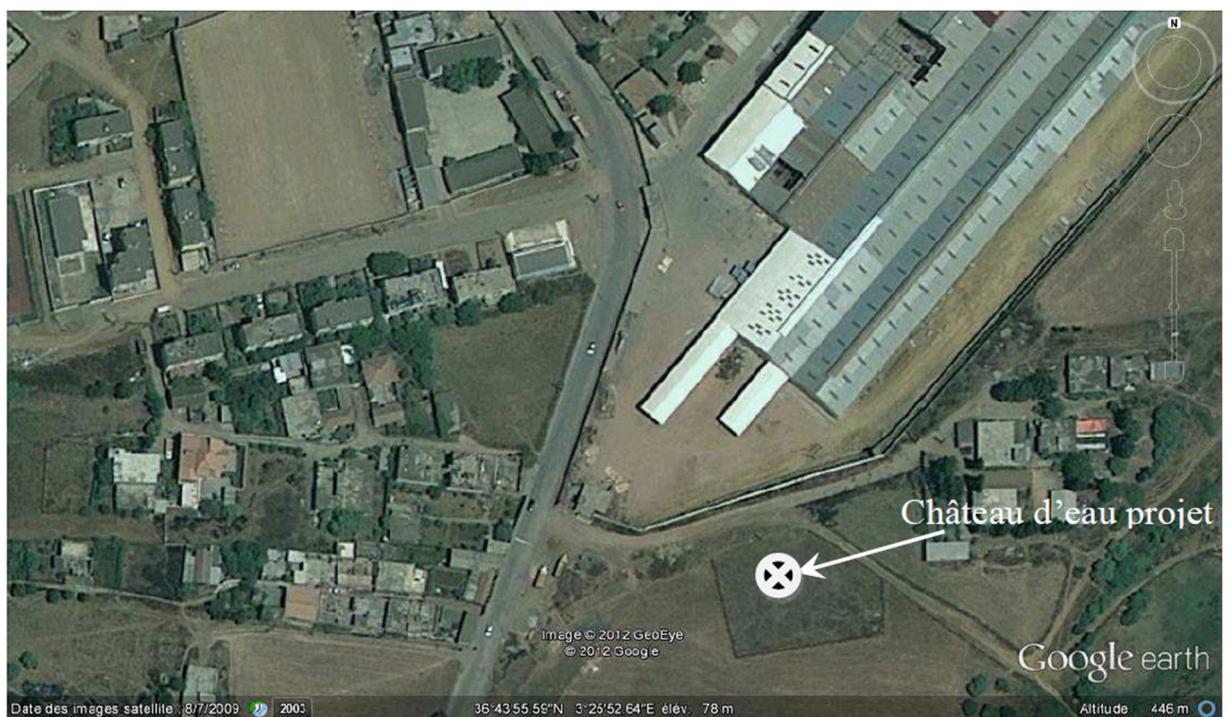


Figure IV-1: Photo Google de l'emplacement du château d'eau.



Selon la classification des zones sismiques du RPA, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.
-

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Boumerdes qui est classée en zone III qui est de forte sismicité.

Les réservoirs surélevés sont classés dans le groupe d'usage des ouvrages d'importance vitale, donc groupe d'usage 1A.

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S_1 : (site rocheux)

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800\text{m/s}$.

- Catégorie S_2 : (site ferme)

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S_3 : (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement dense ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S_4 : (site très meuble) :

-Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

-Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Notre ouvrage est implanté dans sol de catégorie S_4 (site très meuble)

La période caractéristique, associée à la catégorie de notre site est :

$$\text{Site S4} \begin{cases} T1=0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,70 \text{ s.} \end{cases}$$

Le coefficient de comportement global de la structure qui dépend du système de contreventement décrit dans le RPA99 version 2003 comme Pendule inverse (page 40 tab 4.3) **R=2**.

Le pourcentage de l'amortissement critique donné en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage avec une valeur $\xi=10\%$ pour les voiles en béton armé décrit dans le RPA99 version 2003 (tab 4.2 page 38).

Coefficient d'accélération de zone révisé $A=0.4$ (groupe Ia zone III).

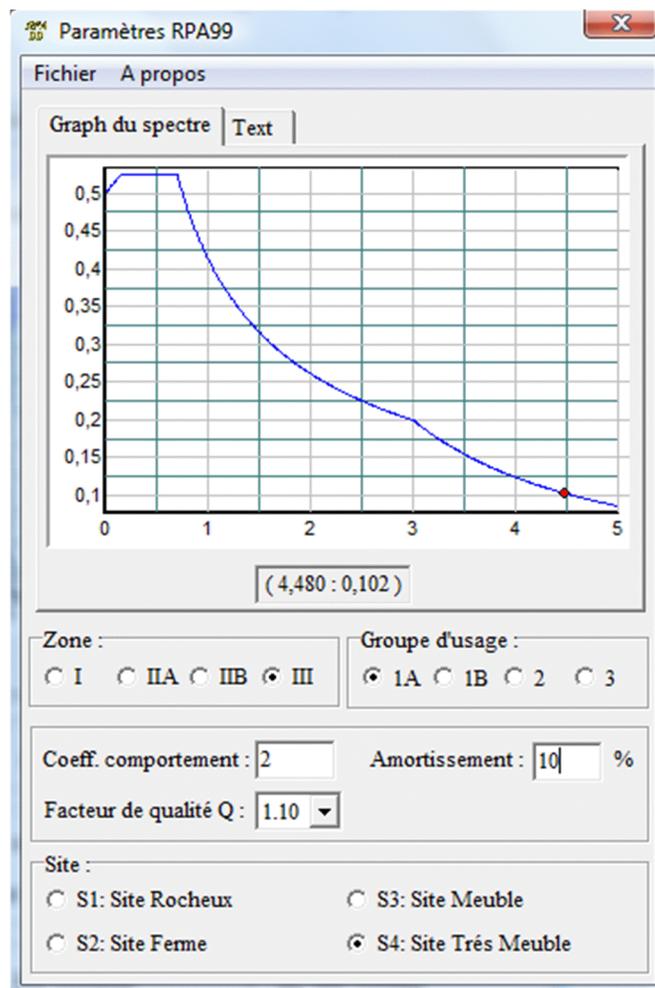


Figure IV-2: Paramétrage du spectre RPA99

IV-2 Caractéristique des matériaux

IV-2-1 Eléments constituant le château d'eau

L'étude de génie civil, se fera conformément aux règles de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites « **BAEL 91** », et aux règles parasismiques algériennes « **RPA 2003** ».

IV-2-2 Caractéristique des matériaux

IV-3-2-1 LE BETON

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique en compression, elle se mesure à 28 jours par des essais d'écrasement en compression centrée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 32 cm de hauteur et de 16 cm de diamètre.

En mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables du ciment, sable, gravier et de l'eau. On obtient une pâte de béton qui durcit rapidement.

Pour avoir une bonne étanchéité, le béton utilisé pour la cuve et le fût est dosé à **400 kg/m³** de CPA325 et à **350 Kg/m³** de CPA 325 pour les fondations

IV-2-2-1-1 Résistance en compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants*, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

- pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression **j ème** jour

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au **28ème** jour

IV-2-2-1-2 Résistance à la traction

Le BAEL 91 donne la résistance à la traction par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_{i28} = 2.1 \text{ MPA}$

IV-2-2-1-3 Module de déformation longitudinale

Pour une durée d'application d'une charge instantanée ≤ 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$\rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

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

$$\rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPA}$$

IV-3 Les dimensions retenues (Boukais, 2012)

Fut.....	{ Cylindrique Epaisseur : 0,45 m Diamètre extérieur : 9,20m Diamètre intérieur : 8,30m Hauteur : 26,30 m.
Coupole inferieure.....	{ Diamètre : 8,50 m Epaisseur : 0,15 m Epaisseur : 0,15 m La flèche : 0,88 m Rayon de courbure : 10,70m
Cuve	{ Diamètre inférieure intérieur : 8,50 m Diamètre supérieure intérieur : 23,50 m Hauteur : 7,50 m Epaisseur : 0,40 m
Cheminé.....	{ Diamètre extérieur : 2,40 m Hauteur : 10,25 m Epaisseur : 0,20 m
Coupole supérieure.....	{ Diamètre intérieure : 23,50m Epaisseur : 0,15 m Rayon de courbure : 29,51 m La flèche : 2,44 m

IV-4 Récapitulation

Tableau IV-1 : Poids des différents éléments de la structure et poids total plein et vide

Elément	Poids
Lanterneau	8,974 t
Coupole supérieure	199,927 t
Coupole inférieure	24,648 t
Ceinture supérieure	252,560 t
Ceinture inférieure	49,55 t
Cuve	446,555 t
Fût	819,475 t
Cheminée	32,609 t
Eau	1586,35 t
Poids total à vide	1834,298 t
Poids total plein	3420,648 t

IV-5 Etude au séisme

Evaluation de la période d'oscillation

IV-5-1 Introduction

Lors d'une excitation horizontale provoquée par un phénomène naturel tel que le vent et le séisme, la structure se met en vibration, une fois que cette excitation disparaît la structure oscille en vibration propre.

Le calcul exact de la période propre d'oscillation est très compliqué, par conséquent, le calcul se fera par la méthode approchée basée sur des hypothèses de simplification proposées par **RAYLEIGH** dite : **méthode des consols**.

Système à pendule inverse

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure. C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée.

IV-5-2 Méthode de console

La méthode des consoles permet le calcul de la période propre de vibration de l'ouvrage en l'assimilant à une masse concentrée (**cuve**), reposant sur l'extrémité d'un support de masse non négligeable (**fût**), grâce à la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'Z^3}{3EIg}}$$

Avec : $P' = P + \frac{33}{140} P_1Z$

g : pesanteur (9,81 m/s).

P : poids de la masse concentrée (t).

P₁ : poids de support (fût) par unité de longueur (t/ml).

I : moment d'inertie de la section transversale de support (m⁴).

E : module de déformation instantanée du béton en (t/m²).

Z : hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement au niveau du sol (m).

Remarque

En réalité le sol ne peut être infiniment rigide du fait des déformations qu'il peut subir, à cause du déplacement d'appuis dus à des mouvements sismiques ou autres, dans ce cas on doit tenir compte des rigidités (K_X, K_Y, K_Z) qui dépendent du type de fondation et des caractéristiques du sol.

Pour simplifier les calculs, on considère l'encastrement au niveau du sol.

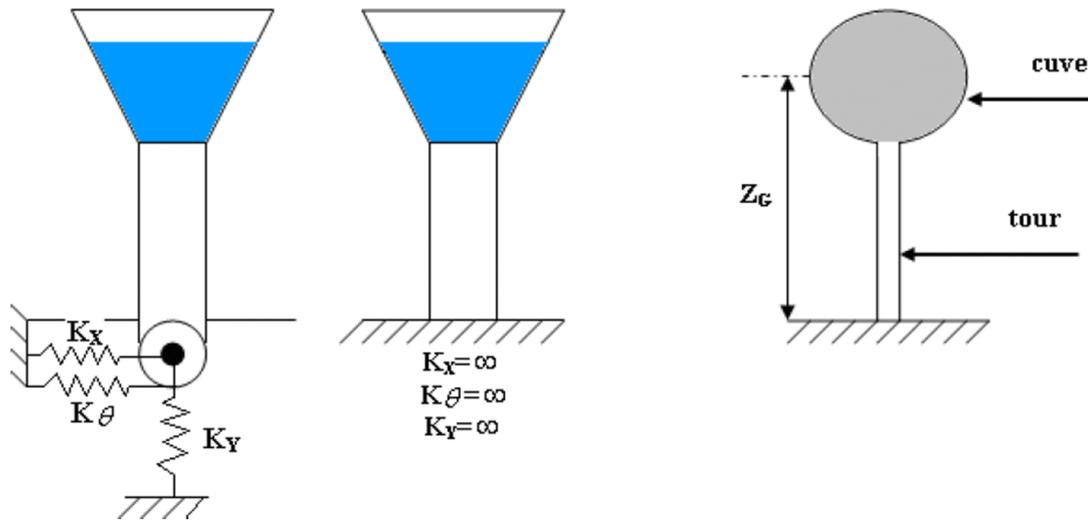


Figure IV-3 : Modélisation du château d'eau

IV-5-3 Calcul du module de déformation instantanée E_{ij}

D'après le BAEL 99 $E_{IJ} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$

Pour $J = 28$ jours, on a : $f_{c28} = 25$ MPa

D'où : $E_{i28} = 3216419,5$ t/m²

IV-5-4 Calcul du moment d'inertie du support

La section du support étant circulaire, le moment d'inertie est donné par :

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}} - D_{\text{int}}) \longrightarrow I = 118.698 \text{m}^4.$$

Avec :

$$D_{\text{int}} = 8.3 \text{m}$$

$$D_{\text{ext}} = 9.20 \text{m}$$

IV-5-5 Calcul du poids du support par unité de longueur

$$P_1 = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}} - D_{\text{int}}) g_b \longrightarrow P_1 = 30.925 \text{t/ml}$$

IV-5-6 Calcul du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement

Le tableau ci-dessous donne les valeurs **Zi** et **Pi** avec :

Zi = centre de gravité de l'élément considéré par rapport au niveau du sol.

Pi = poids de l'élément.

Tableau IV-2 hauteur et poids de chaque élément « cuve »

N°	Elément	Z (m)	Pi (t)
1	dalle circulaire du lanterneau	40,65	2,834
2	voile cylindrique du lanterneau	39,75	8,54
3	coupole supérieure	37,40	199,927
4	ceinture supérieure	35,60	252,560
5	eau	31,52	1586,35
6	cuve	30,80	446,555
7	cheminée	33,425	32,609
8	coupole inférieure	27,80	24,648
9	ceinture inférieure	26,80	49,55

Le centre de gravité de la masse concentrée est donné par :

$$Z_g = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i}$$

a. Cuve pleine :

$$\sum P_i Z_i = 83101,495 \text{ t.m} , P_p = \sum P_i = 2578,443 \text{ t} \quad \longrightarrow Z_{Gp} = 32,23 \text{ m}$$

b. Cuve vide :

$$\sum P_i Z_i = 33099,743 \text{ t.m}, P_v = \sum P_i = 992,093 \text{ t} \Rightarrow Z_{Gv} = 33,36 \text{ m}$$

Donc :

$$P' = P_p + \frac{33}{140} P_1 \cdot Z = \left. \begin{array}{l} 2807.900 \text{ t} \\ 1235.270 \text{ t} \end{array} \right\}$$

Finalement

La période d'oscillation est :

Cuve vide : $T_v = 0,40 \text{ s}$

Cuve pleine : $T_p = 0,58 \text{ s}$

La période d'oscillation a été déterminée par la méthode des consoles. La valeur de la période sera utilisée ultérieurement et sera comparée à celle trouvée dans le calcul numérique du château d'eau en utilisant le logiciel Etabs pour vérifier si la modélisation est correctement exécutée.

IV-6 Présentation de l'ETABS

IV-6-1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-6-2 Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-6-3 Description du logiciel *ETABS*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...*etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : charge uniformément répartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV-6-4 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.60*

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône de l'*ETABS*.



Etabs-V9.6.0

Etapes de modélisation :

1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure IV-4 : Barre de choix des unités

b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option Permet d'introduire dans le cas d'un bâtiment:

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portique suivant y-y
- Le nombre des étages.

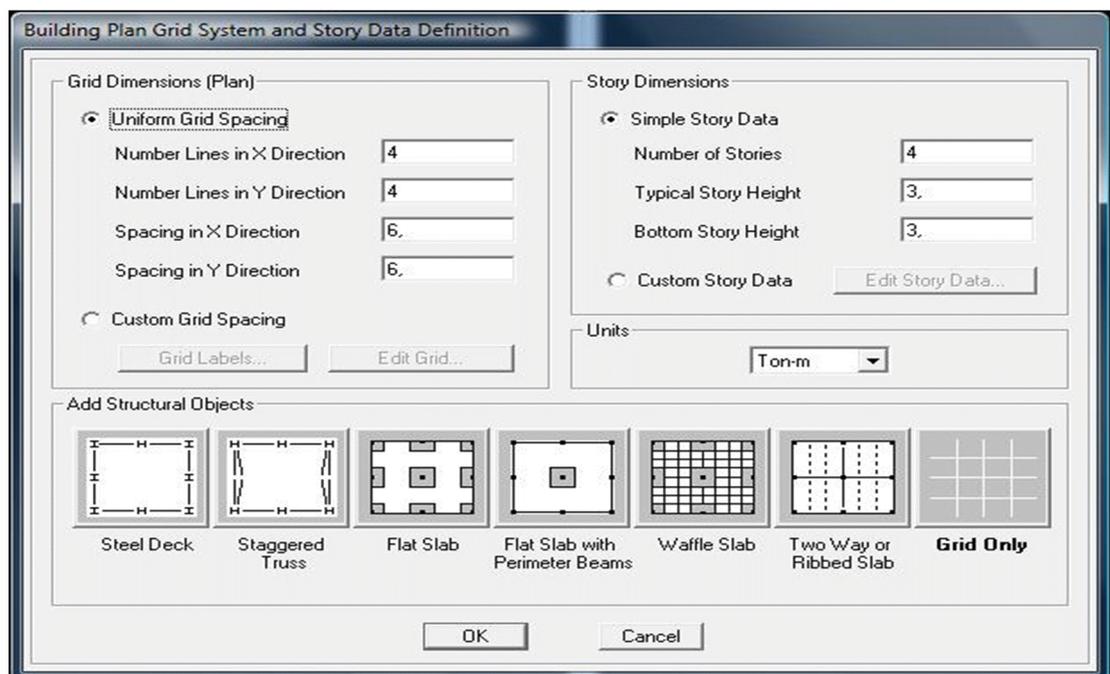


Figure IV-5 : Choix des dimensions de la grille

Cette étape servira de base géométrique pour introduire notre grille cylindrique (étape supplémentaire) pour modéliser notre ouvrage.

Pour se faire, nous avons effectués les étapes suivantes : **EDIT > Edit grid data > Add a new système > Cylindrical.**

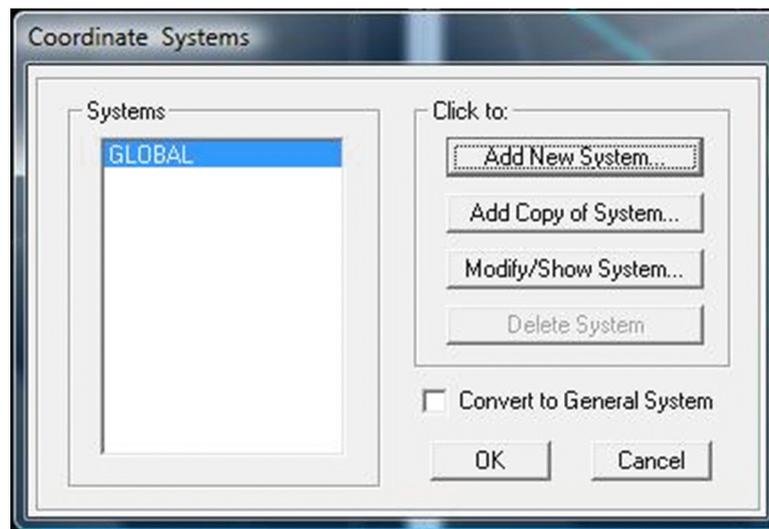


Figure IV-6 : Ajout d'un nouveau système de coordonnées

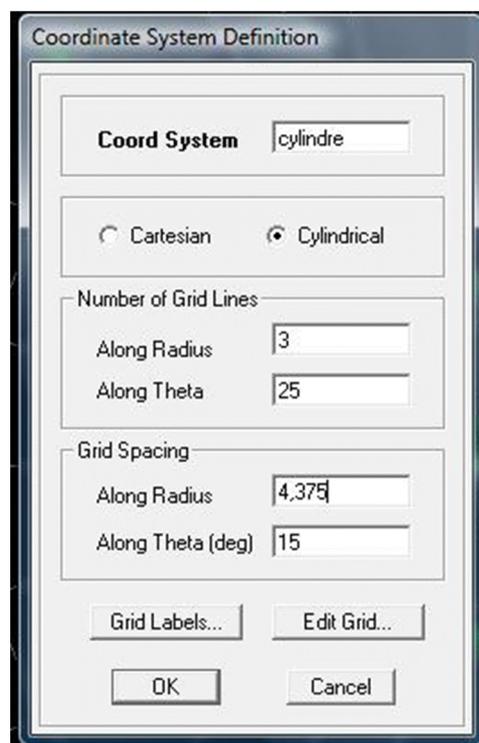


Figure IV-7 : Définition du nouveau système de grilles.

Modification de la grille : La grille cylindrique ainsi créée , nous passerons a l'adaptation des différent rayon et espacement entre angles pour obtenir une forme la plus rapproché possible d'un cylindre.

- Les rayons retenu pour former la grille sont les **rayons moyens** des éléments constituant le réservoir (fut, cuve, coupole, lanterneau et ceintures) .
- L'espacement angulaire de la grille et de 15°, ce qui divisera la grille en 24 secteurs.

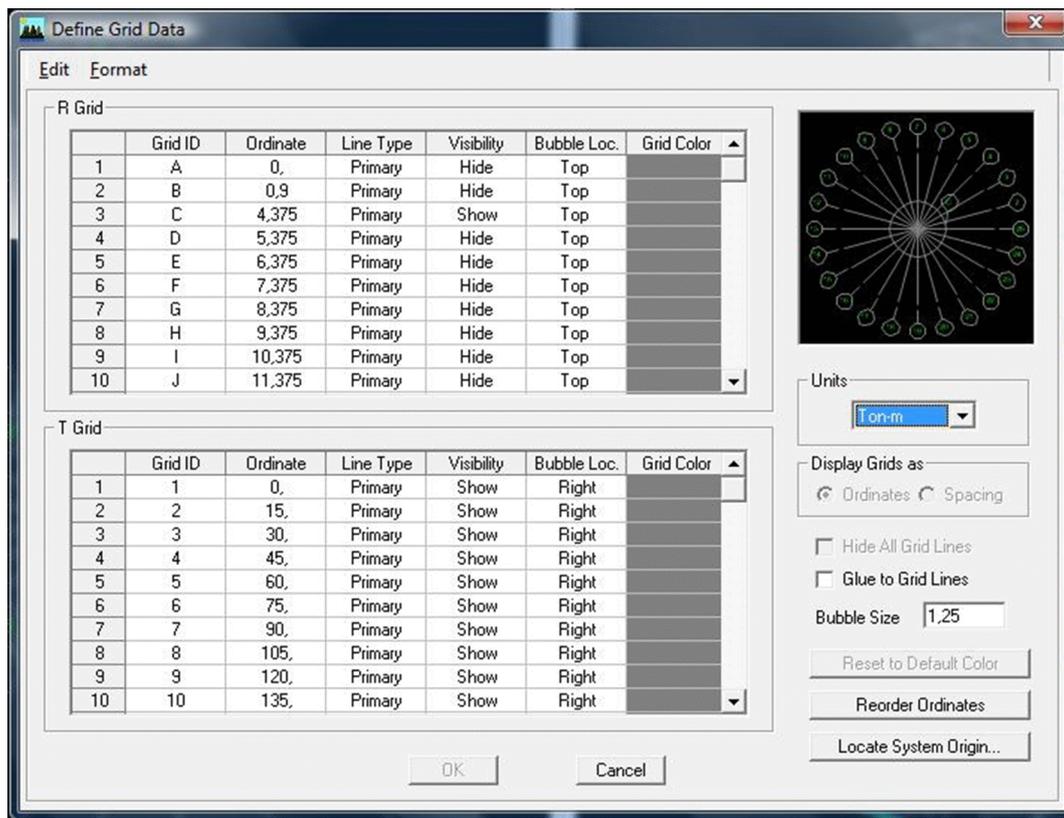


Figure IV-8 : Paramétrage de grille.

La grille est subdivisée en plusieurs étages de hauteurs différentes. Cette différence est liées a la spécificité de chaque étage et pour approcher au maximum la forme originale et réelle de l'ouvrage.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Heig
25	LANTERNEAU	1,8	40,7	No	NONE	No	0,
24	COUPOLE5	0,5	38,9	No	NONE	No	0,
23	COUPOLE4	0,5	38,4	No	NONE	No	0,
22	COUPOLE3	0,5	37,9	No	NONE	No	0,
21	COUPOLE2	0,5	37,4	No	NONE	No	0,
20	COUPOLE1	0,5	36,9	No	NONE	No	0,
19	CEINTURESUF	1,6	36,4	No	NONE	No	0,
18	CUVE7-5M	0,5	34,8	No	NONE	No	0,
17	CUVE7M	1,	34,3	No	NONE	No	0,
16	CUVE6M	1,	33,3	No	NONE	No	0,
15	CUVE5M	1,	32,3	No	NONE	No	0,
14	CUVE4M	1,	31,3	No	NONE	No	0,
13	CUVE3M	1,	30,3	No	NONE	No	0,
12	CUVE2M	1,	29,3	No	NONE	No	0,
11	CUVE1M	1,	28,3	No	NONE	No	0,
10	FUT-7	3,	27,3	No	STORY1	No	0,
9	FUT-6	3,	24,3	No	STORY1	No	0,

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure IV-9 : Définition des hauteurs d'étages

Les étapes de définitions des différents paramètres que prendra en compte Etabs lors des calculs seront définis au préalable dans l'onglet « **DEFINE** ».

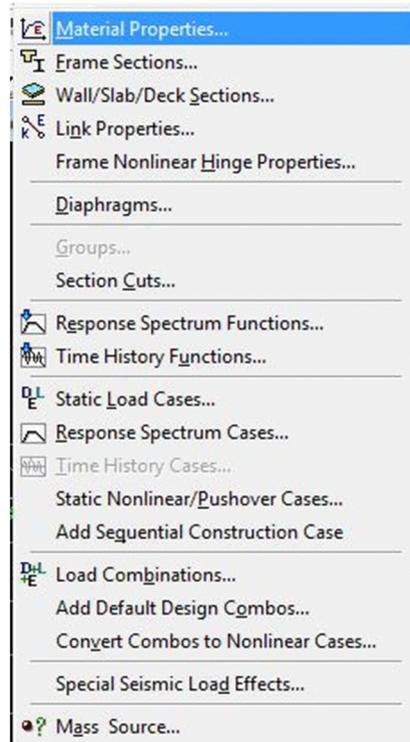


Figure IV-10 : Menu des paramètres et options à définir.

2) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

La définition se fera par les étapes suivantes **Define > Material proprietes >CONC > Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

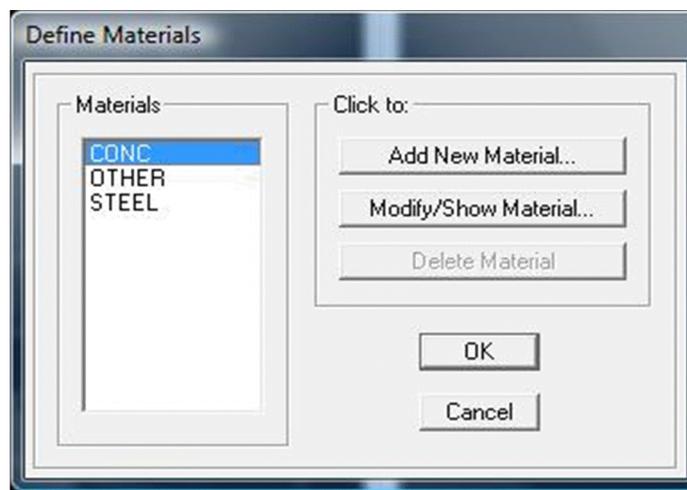


Figure IV-11 : Choix du matériau a définir.

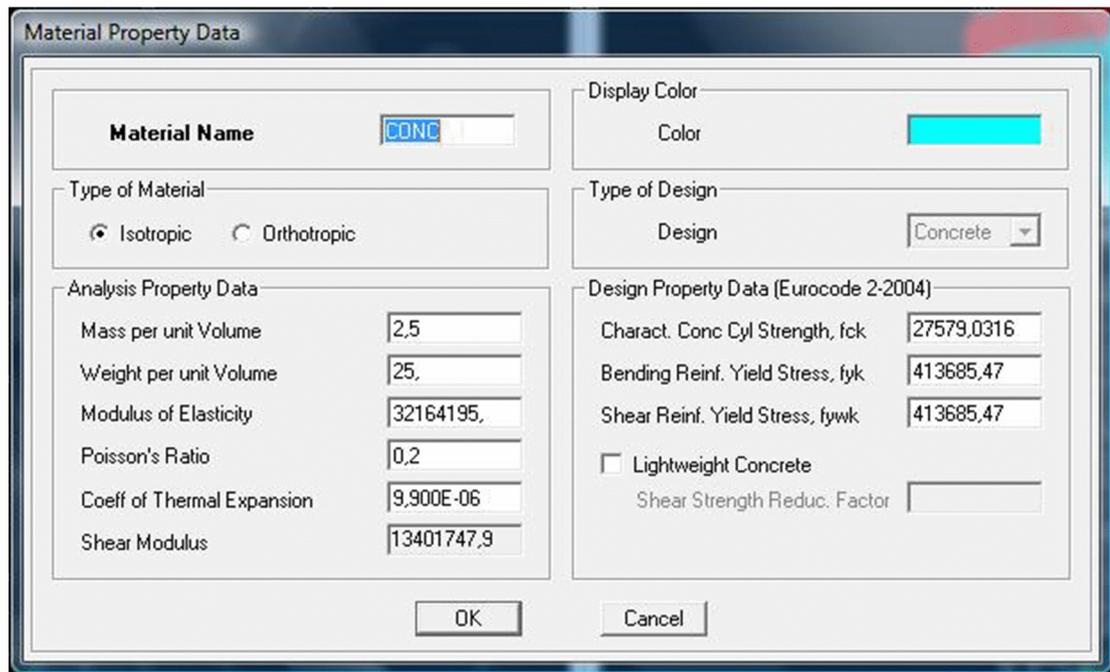


Figure IV-12 : Paramétrage du matériau

3) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments constituant l'ouvrage (ceintures, paroi de la cuve et voile).

Nous commençons d'abord par affecter les sections de type « barre ». la définition des ceintures se fera comme suit :

Define >Frame sections>Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire et définir ses paramètres.

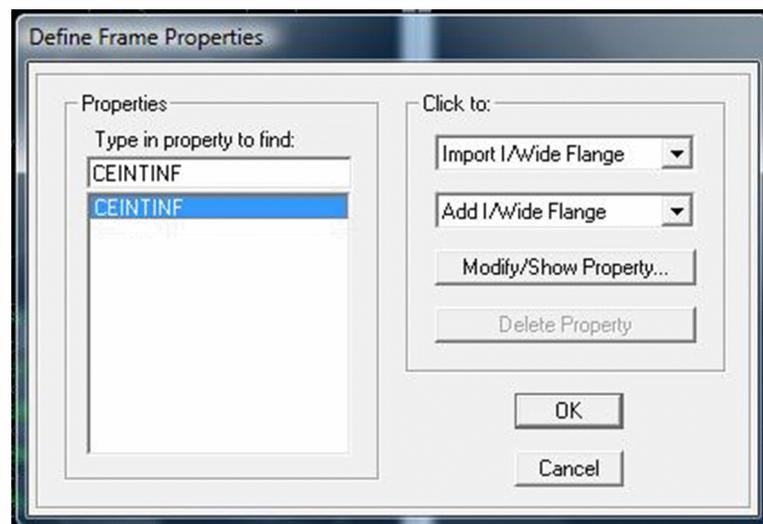


Figure IV-13 : Ajout des d'une nouvelle section.

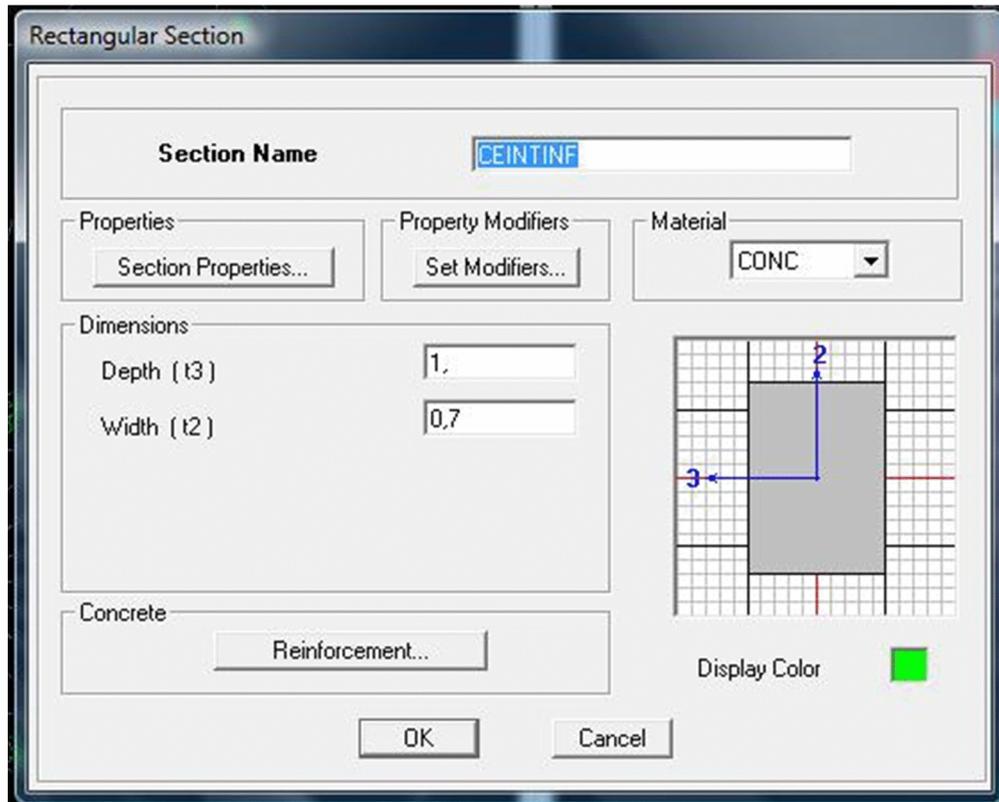


Figure IV-14 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous allons passer aux éléments **Shell** (coque) :

On choisit le menu **Define > wall/slab> Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

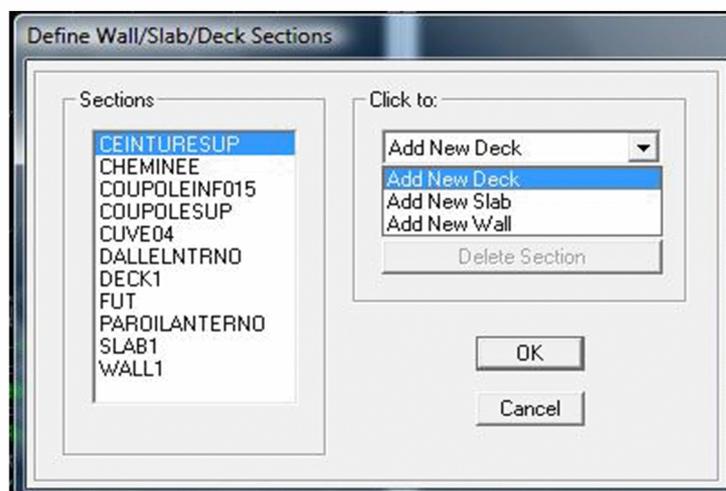


Figure IV-15 : Ajout de nouveaux éléments.

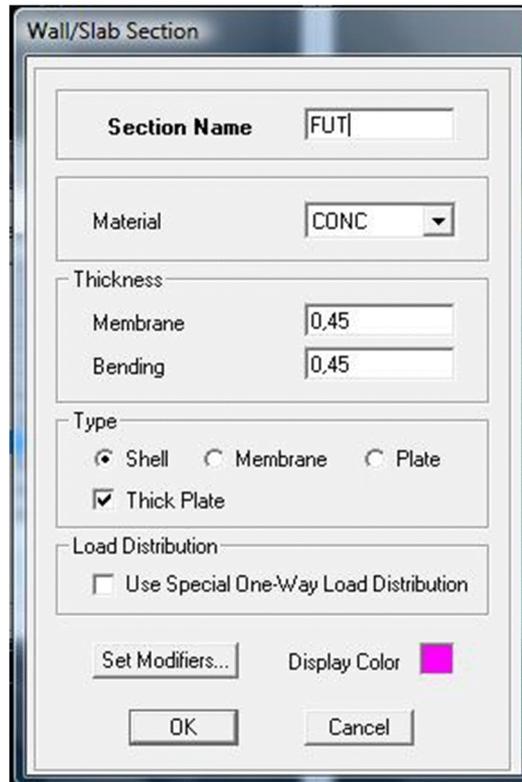


Figure IV-16 : Paramétrage du voile (Wall) ajouté constituant le fut.

Les mêmes étapes dans le menu précédent seront effectuées pour définir les coques constituant la paroi de la cuve, **Define > wall/slab> Add new Slab.**

4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure Modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

- **Charges permanentes : Load Name**(Nom de la charge): **G Type :DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 0

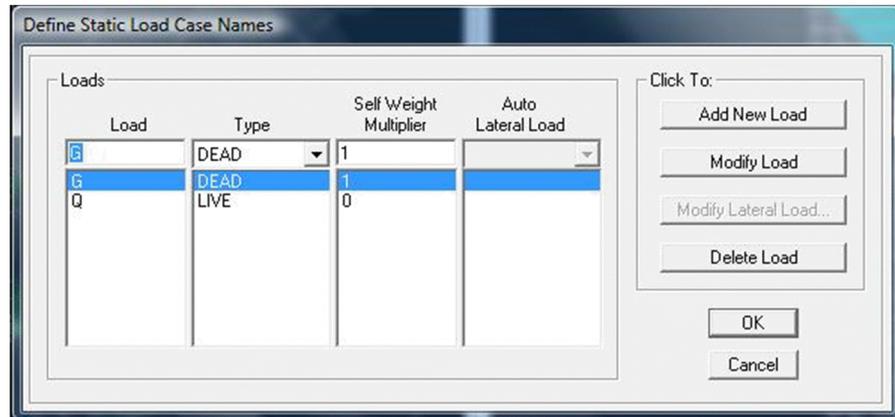


Figure IV-17 : Définition des charges à assigner.

2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse généré a partir d'un logiciel conçu par le **centre des études techniques des infrastructures militaires**

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone** : **zone III** qui est de forte sismicité.
- **Groupe d'usage** : groupe **d'usage 1A**.
- **Coeff comportement** : **R=2** Pendule inverse (RPA99 version 2003).
- **Amortissement** : **10%**.
- **Site** : **S₄ (site très meuble)**.
- **Facteur de qualité** : **Q=1.1**.

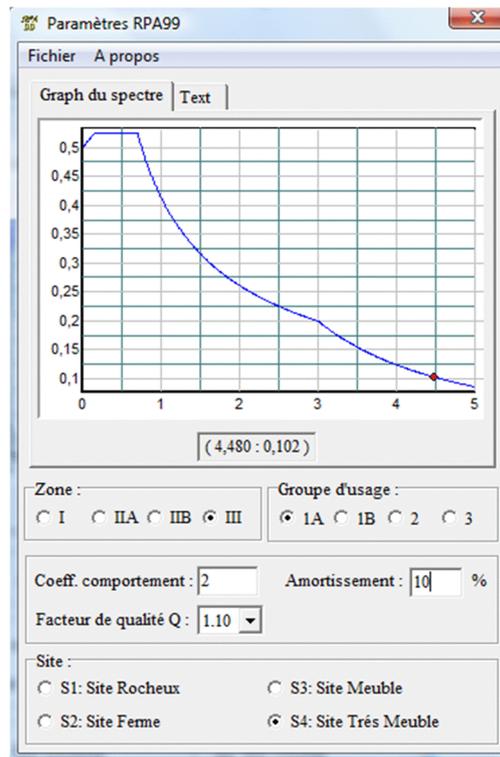


Figure IV-18 : Paramétrage du logiciel a fin de développer le spectre sismique.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on effectuera les étapes suivantes :

Define Response >Spectrum Functions >Spectrum from file

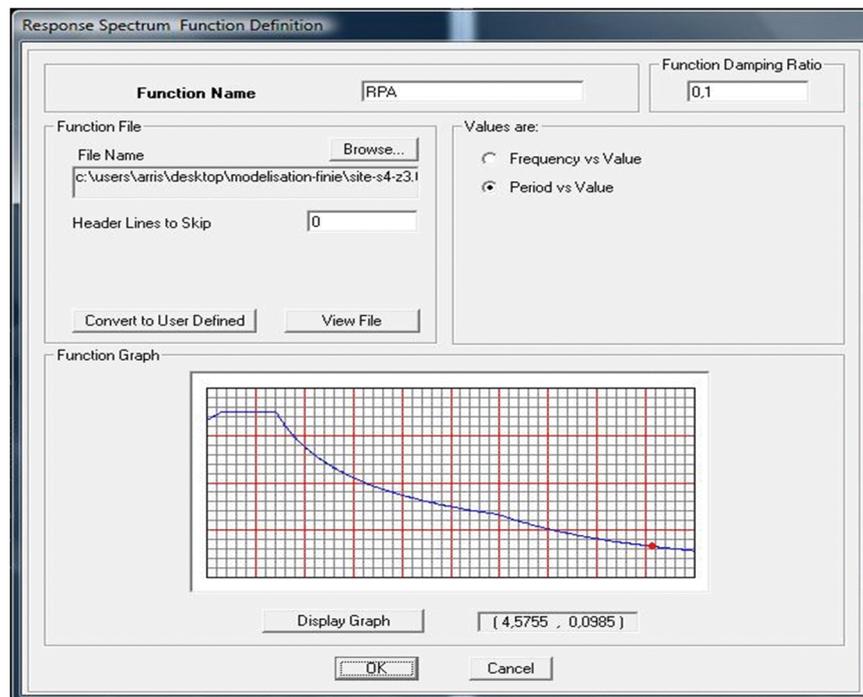


Figure IV-19: Définition du spectre de fonction.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **sismique**, pour cela nous effectuerons les étapes suivantes :

Define>Define Reponses >spectrum cases >Add New Spectrum.

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9,81
U2	RPA	9,81
UZ		

Figure IV-20 : Paramétrage du spectre sismique.

Les paramètres U1 et U2 dans la partie **Input réponse spectra** sont sélectionnés et paramétrés pour la prise en compte du spectre suivant X et Y.

Après avoir défini tout les paramètres que dois prendre en compte le logiciel, nous passerons à la modélisation de l'ouvrage. Voici ce que donne le résultat final en 3d.

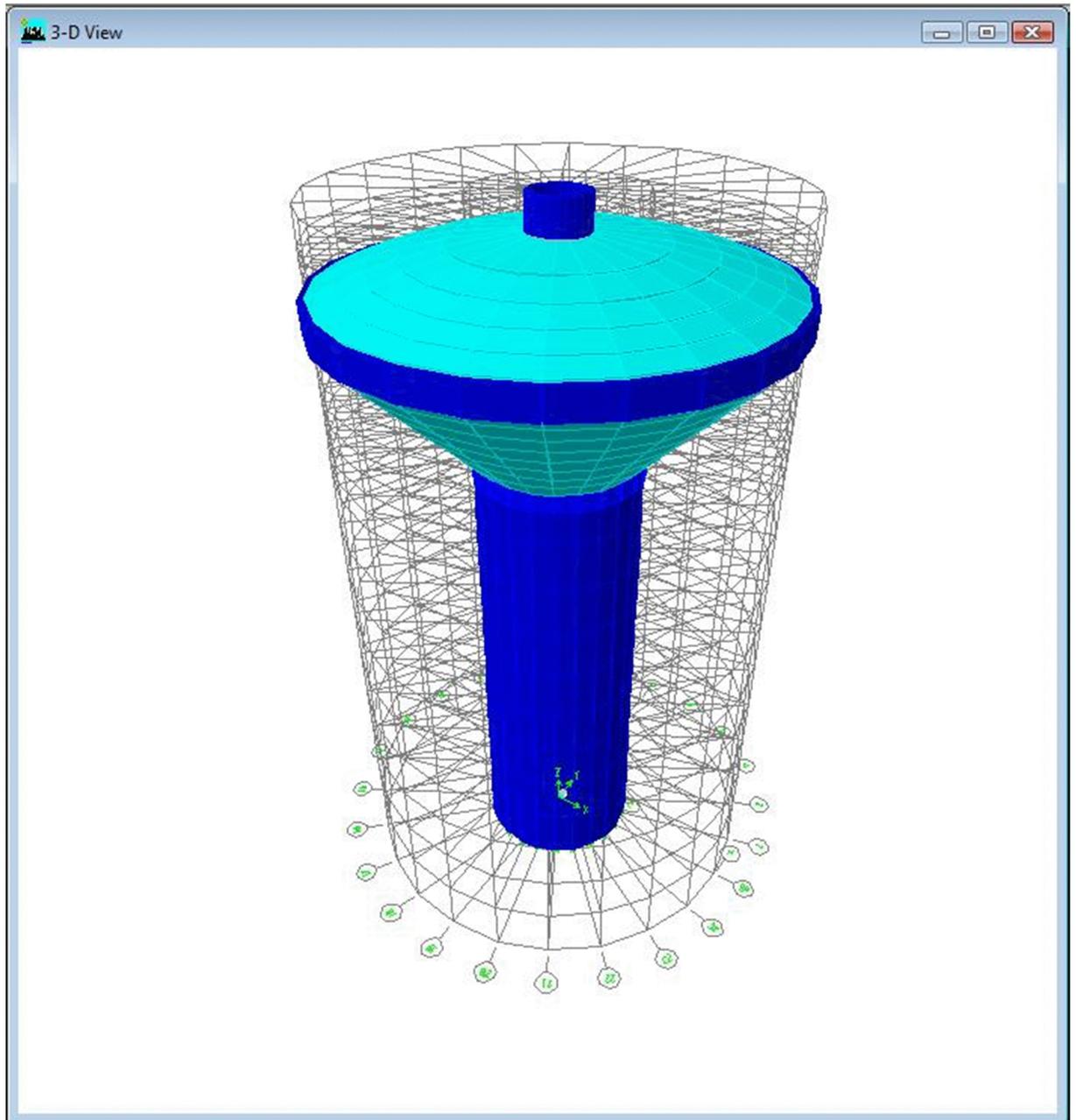


Figure IV-21 : Vue en 3d de l'ouvrage.

5) 5ème étape : chargement

- **Chargement des éléments de la cuve**

Le chargement des éléments constituant la cuve est constitué de charges permanentes **G** (poids propre des éléments) et de charges d'exploitation **Q**.

Le logiciel prend en considération les charges dues au poids propres des éléments constituant la cuve, on introduit une charge additionnelle qui correspond aux : Poids propre revêtement d'étanchéité fixé a 0,07 t/m². Donc **G=0,07 t/m²**

Pour ce qui est de la charge d'exploitation **Q** qui représente la charge hydrostatique la cuve est modélisé en élément « slab » type « shell », la hauteur des étages a été fixée a un (1) mètre de hauteur pour faciliter le chargement hydrostatique qui varie selon la hauteur d'eau au dessus de l'élément « shell » comme schématisé dans figure suivante :

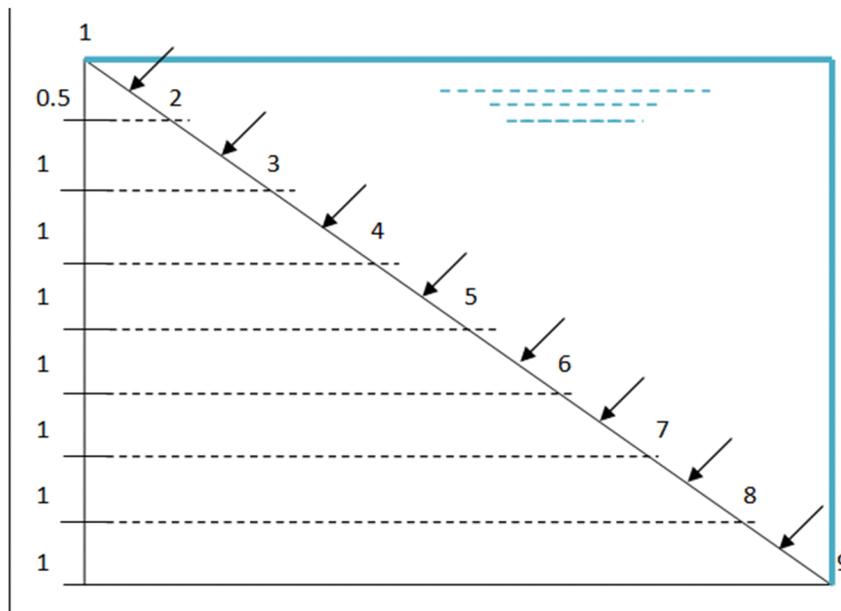


Figure IV-22 : Division de la cuve en 8 bandes.

Calcul de la surcharge d'exploitation Q

Calcul de la contrainte de l'eau :

$$\bar{\omega} = 1000\text{kg/m}^3 = 1\text{t/m}^3$$

$$\bar{P}_i = \omega \cdot Z_i$$

$\bar{\omega}$: masse volumique de l'eau .

P_i : Pression hydrostatique au point « i ».

$$P_1 = 1. 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1. 0,5 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 1. 1,5 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_4 = 1. 2,5 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_5 = 1. 3,5 = 3,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_6 = 1. 4,5 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_7 = 1. 5,5 = 5,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_8 = 1. 6,5 = 6,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_9 = 1. 7,5 = 7,5 \text{ t/m}^2$$

Calcul de Q_i (charge hydrostatique moyenne) pour chaque tranche (8tranche) :

$$Q_1 = \frac{1}{2}(P_1 + P_2) = \frac{1}{2}(0 + 0,5) = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$Q_6 = \frac{1}{2}(P_6 + P_7) = \frac{1}{2}(4,5 + 5,5) = 5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{1}{2}(P_2 + P_3) = \frac{1}{2}(0,5 + 1,5) = 1 \text{ t/m}^2$$

$$Q_7 = \frac{1}{2}(P_7 + P_8) = \frac{1}{2}(5,5 + 6,5) = 6 \text{ t/m}^2$$

$$Q_3 = \frac{1}{2}(P_3 + P_4) = \frac{1}{2}(1,5 + 2,5) = 2 \text{ t/m}^2$$

$$Q_8 = \frac{1}{2}(P_8 + P_9) = \frac{1}{2}(6,5 + 7,5) = 7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_5) = \frac{1}{2}(2,5 + 3,5) = 3 \text{ t/m}^2$$

$$Q_5 = \frac{1}{2}(P_5 + P_6) = \frac{1}{2}(3,5 + 4,5) = 4 \text{ t/m}^2$$

**Tableau IV-3 : Résultats des pressions
au point « i »**

Point « i »	Profondeur Z_i (m)	Poids volumique ω (t/m^3)	Pression hydrostatique P_i (t/m^2)
1	0	1	0
2	0.5	1	0.5
3	1.5	1	1.5
4	2.5	1	2.5
5	3.5	1	3.5
6	4.5	1	4.5
7	5.5	1	5.5
8	6.5	1	6.5
9	7.5	1	7.5

Pour chaque couronne constituant la cuve, la charge hydrostatique Q qui lui revient :

Tableau IV-4 : Charges hydrostatique pour chaque couronne.

Tranche	Hauteur d'eau h_i (m)	Q_i charge hydrostatique moyenne (t/m ²)
1	0.5	0.25
2	1.5	1
3	2.5	2
4	3.5	3
5	4.5	4
6	5.5	5
7	6.5	6
8	7.5	7

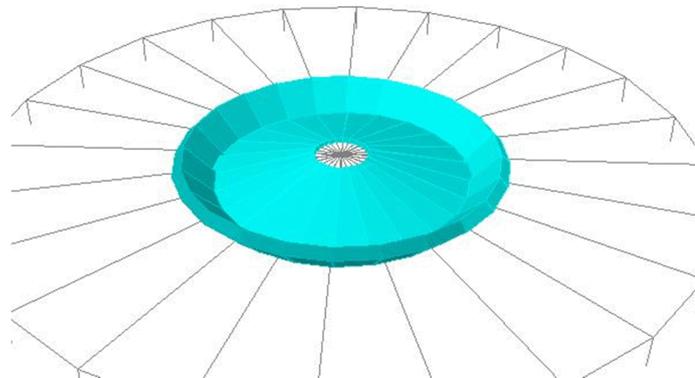


Figure IV-23 : Etage de 1 m de hauteur représentant la coupole inférieure et une couronne de 1m de hauteur qui représente la 8eme couronne.

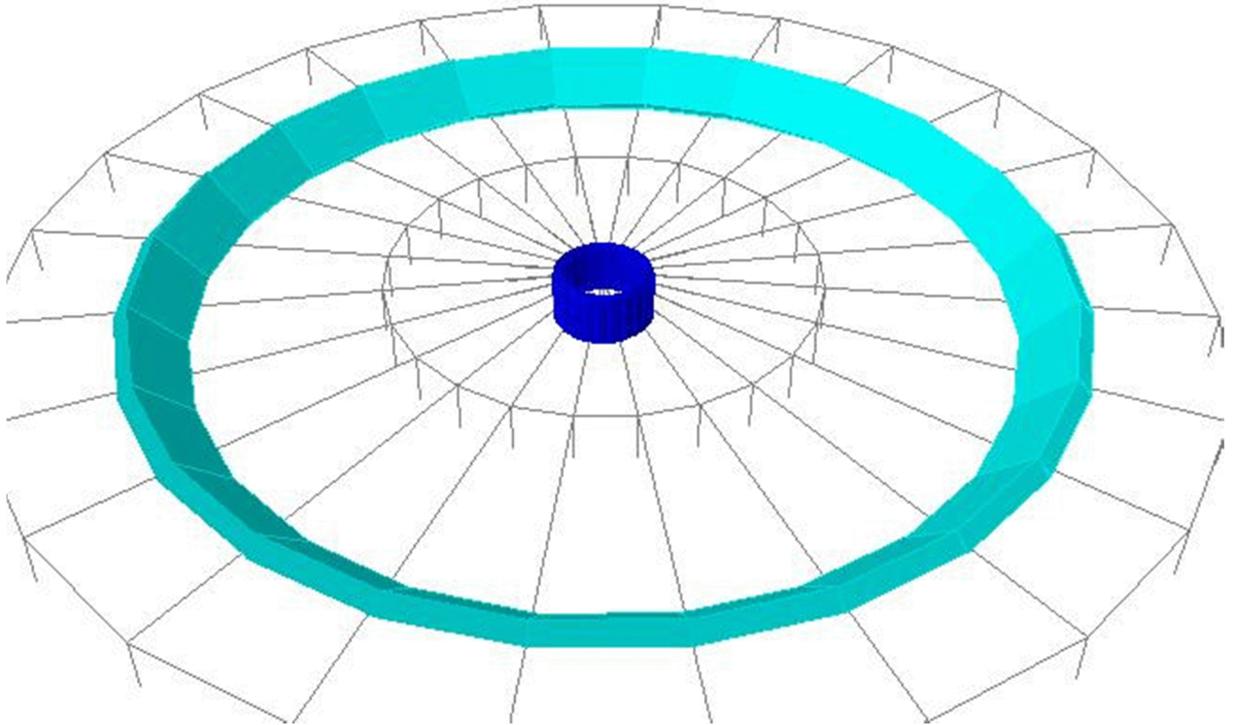


Figure IV-25 : Première couronne.les charges hydrostatiques sont uniformes sur toute la surface de la couronne.

Les charges **G** et **Q** étant définies, on sélectionne l'ensemble des éléments d'une couronne pour être chargés en même temps de la surcharge hydrostatique **Q** correspondant a la hauteur d'eau sur au dessus de la couronne. **G** ne varie pas et reste la même pour tout les éléments de la cuve.

Pour définir le chargement, nous allons effectuer les étapes suivantes :

Assign > Shell/Area loads >Uniform Load.

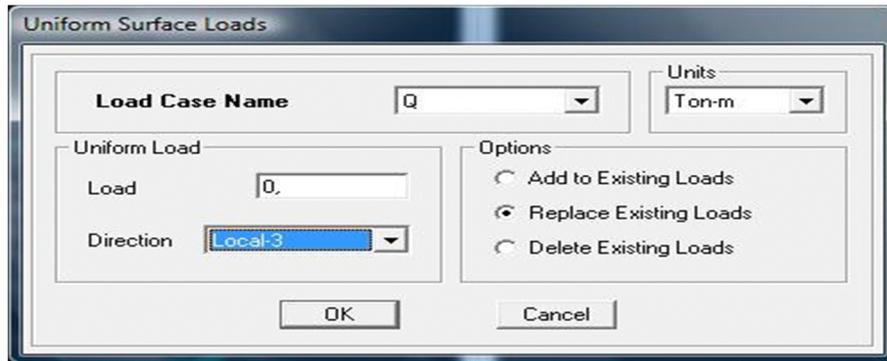


Figure IV-26 : Introduction du chargement Q.

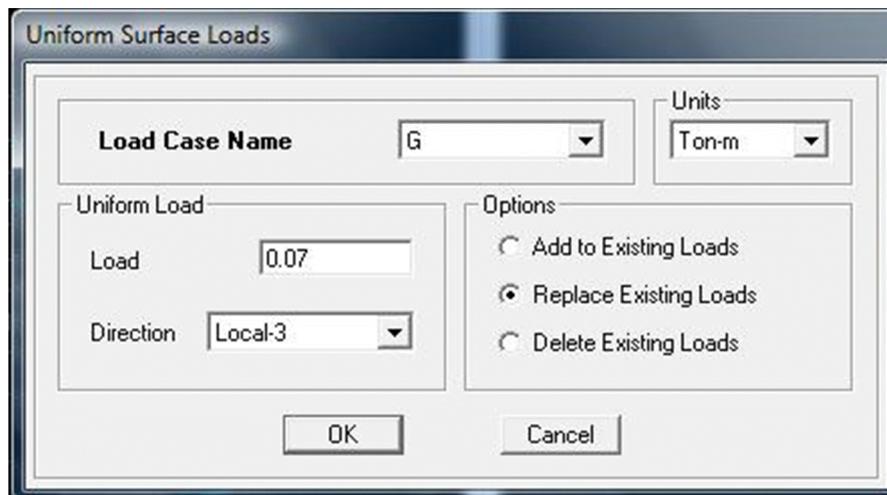


Figure IV-27 : Introduction du chargement G.

6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define> load Combinations >Add New Combo.

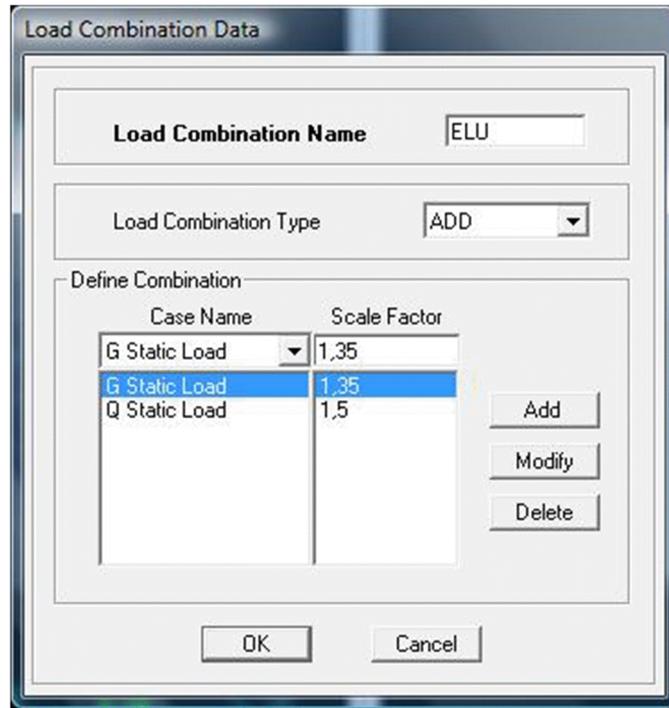


Figure IV-28 : Introduction des coefficients pour G et Q.

La même opération est répétée pour les autres combinaisons d'actions citées si dessus.

7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux appuis et les paramètres de prise en compte des différentes masses (mass source).

- **APPUIS :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions d'appuis pour la structure modélisée. Le fut en voile est supposé **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de **la base du fut** puis on procède par :

Assign >Joint/point> Restraints option **fast restraints** puis on sélectionne l'encastrement.



Figure IV-29 : Choix du type d'appuis

- **Mass- Source**

Nous devons maintenant paramétrer ETABS de façon a ce qu'il calcule lui même le poids des éléments constituant la structure en suivant les étapes ci-dessous :

Define> Mass source

. W : poids total de la structure,

Selon le **RPA 99 / VERSION 2003**, W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

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

Dans notre cas le RPA précise que :

$\beta = 1$ pour les archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.

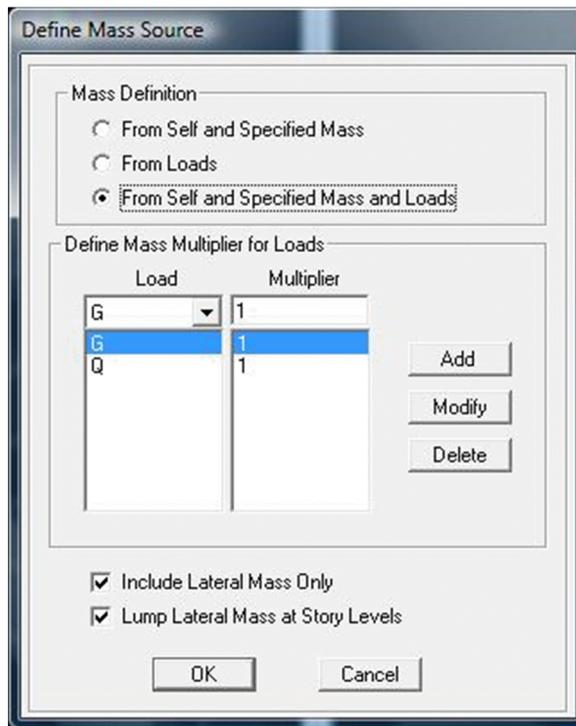


Figure IV-30 : Définition des paramètres et coefficient des masses.

8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

- **Run Analysis.**



Figure IV-31 : Détails des opérations qu'effectue le logiciel en temps réel.

- **Visualisation des résultats**

Les résultats de l'analyse pourront être affichés dans l'onglet **Display**.

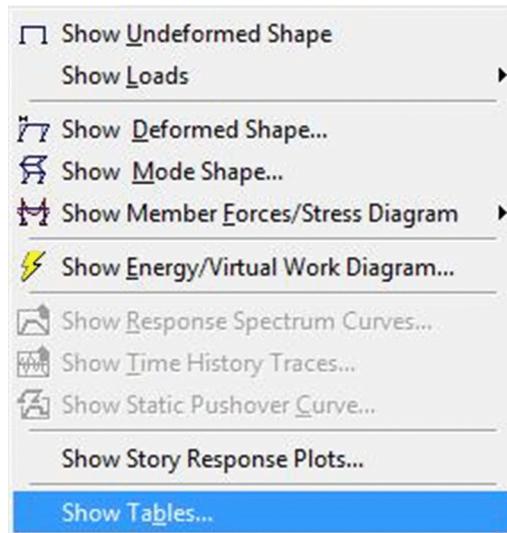


Figure IV-32 : Menu affichage des résultats « display ».

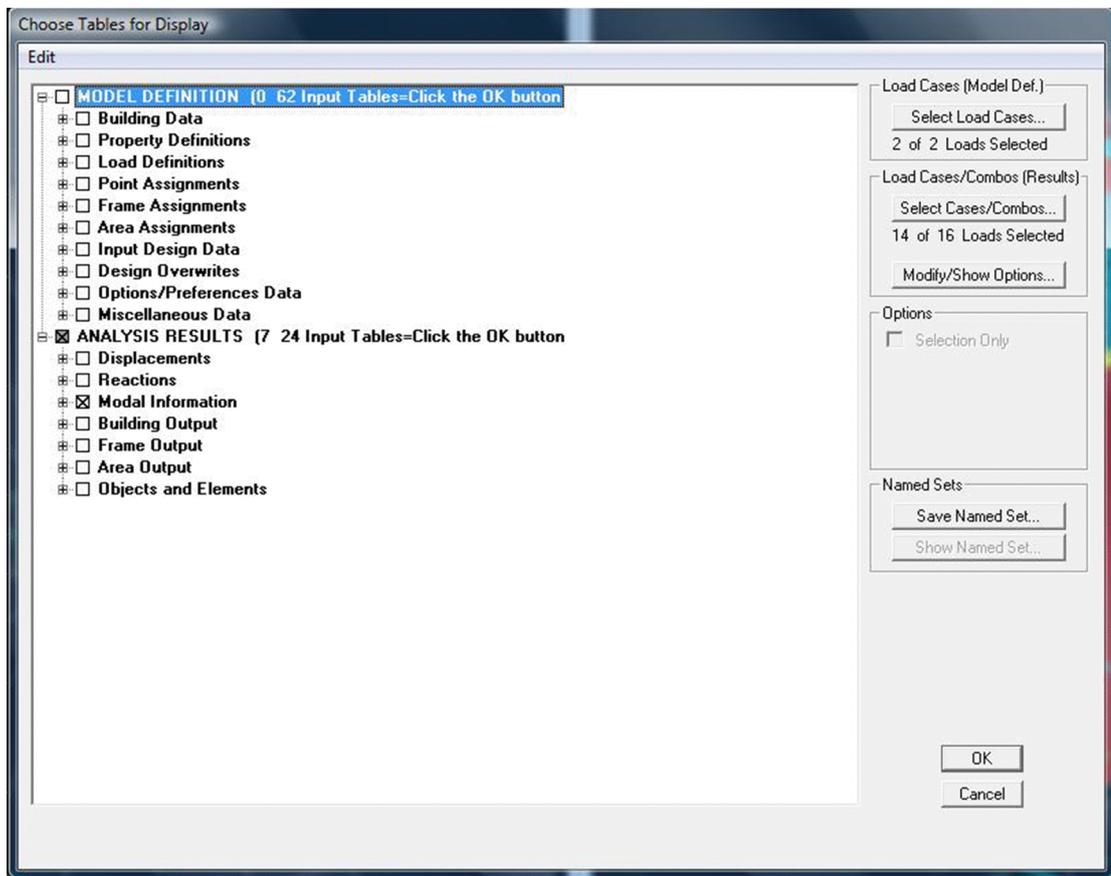


Figure IV-33 : Choix d'affichages des différents résultats sous forme de tableaux.

- Période et participation modale

Dans la fenêtre **display >show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal** ».

- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show > Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un élément ou une partie de la structure et on sélectionne **Show > Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres**

Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display > Show tables

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche

« **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Désignation	Résultats manuels	Résultats numériques
Période	$T_{vide} = 0.401s$	$T_{vide} = 0.4538s$
	$T_{plein} = 0.575s$	$T_{plein} = 0,5466s$
A la base du fut	$M = 178,87 \text{ MN.m}$	$M = 172,273 \text{ MN.m}$
	$V = 5,875 \text{ MN}$	$V = 5,534 \text{ MN}$

➤ **Commentaire**

Les résultats obtenus par le calcul logiciel sont très proche de ceux obtenus par le calcul manuel, en conséquent la structure a bien était modélisée avec un minimum d'erreurs cette différence vient du fait que le programme est beaucoup plus précis que le calcul manuel.

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:fut-voile.LOG

BEGIN ANALYSIS

2013/08/16 11:47:26

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

ELEMENT FORMATION 11:47:26

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 926

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 23

NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 936

EQUATION SOLUTION 11:47:27

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 5472

APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 263

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 1407816
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 10.762 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 5472
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 4
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION = 0
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED = 1

CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE = 0.002962

BEGIN P-DELTA ITERATION 11:47:29

ELEMENT FORMATION 11:47:29

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 23
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 936

EQUATION SOLUTION 11:47:32

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 5472
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 263

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 1407816
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 10.762 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 5472
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 4
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6

NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION = 1

MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED = 1

CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE = 0.002963

RELATIVE DISPLACEMENT CHANGE = 0.000537

RELATIVE DISPLACEMENT TOLERANCE = 0.001000

ITERATION CONVERGED

P - DELTA ITERATION COMPLETE 11:47:34

EIGEN ANALYSIS 11:47:34

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 5472

NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 1804

NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12

NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0

NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 16

RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000

FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12

NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 16

RESPONSE - SPECTRUM ANALYSIS 11:47:40

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED = 1

JOINT OUTPUT 11:47:40

GLOBAL FORCE BALANCE RELATIVE ERRORS

PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
G	1.59E-13	2.27E-13	5.69E-13	0.000482	0.000321	6.34E-09
Q	4.88E-14	1.62E-13	2.38E-12	0.000834	0.043140	3.30E-05
TRIBUTAR	2.25E-13	3.33E-13	1.07E-12	3.00E-05	1.68E-05	1.25E-07
RPA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	2.51E-05	5.08E-05	5.47E-12	0.072871	0.065352	0.000112
2	1.52E-05	2.67E-05	1.70E-11	0.065434	0.072915	7.48E-06
3	1.55E-05	2.05E-05	3.89E-13	0.000728	0.000484	0.002334
4	6.95E-05	0.000295	6.75E-13	0.000699	0.000836	0.000111
5	0.000704	4.84E-05	1.39E-11	0.000828	0.000568	0.000120
6	0.012040	0.010561	2.06E-10	0.004509	0.003754	0.026962
7	0.025001	0.009446	4.13E-11	0.007224	0.001371	0.047201
8	0.005296	0.001760	1.44E-12	0.000533	0.004607	0.004154
9	0.044089	0.041115	5.17E-12	0.005771	0.007456	0.001475
10	0.097585	0.123563	1.04E-11	0.007153	0.006926	0.007402
11	0.019851	0.027431	5.86E-12	0.001774	0.002717	0.003065
12	0.000462	0.000467	9.21E-13	0.001328	2.71E-05	0.000113

SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
RPA	5.18E-05	4.92E-05	1.33E-11	0.072861	0.072844	8.45E-05

ELEMENT JOINT-FORCE OUTPUT 11:47:41

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 926
 NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 23
 NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 936

ELEMENT OUTPUT

11:47:42

ANALYSIS COMPLETE

2013/08/16 11:47:42

IV-7 Définition du comportement non linéaire des voiles

Pour appliquer l'analyse non linéaire, il y a lieu de créer un model équivalent au fut en voile béton armée, car ETABS ne prend pas en compte le calcul non linéaire d'un voile lors du calcul pushover.

D'après l'étude de (**BELKHEIR 2012**), le comportement non linéaire des éléments (**poutres, poteaux**) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l'élément est supposé linéaire élastique.

Le problème se pose pour la **modélisation des voiles**, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation **raffinée** qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005..Etc.), et la modélisation **simplifiée** en utilisant des **modèles macroscopiques** (Laborerie(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.).

Bien que la modélisation des voiles par un modèle **microscopique** permette une description précise de la réponse locale et globale du voile, la complexité des modèles ainsi que les difficultés rencontrées pour l'interprétation des résultats peut remettre en cause l'efficacité et la fiabilité de ces modèles. Une approche de modélisation "simplifiée" n'est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al ,1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basées sur une approche **macroscopique**.

Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisée par un élément "Poteau-Poutre" équivalent situé sur l'axe central du voile. Ce modèle se compose

d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides.

Notre approche pour modéliser le fut en voile circulaire est basée sur la mise en place d'un ensemble de poteaux dont la somme des inerties est équivalente à celle du fut conformément au **THEOREME DE HUYGENS**.

Notre choix s'est porté sur la mise en place de poteaux circulaire car la somme des inerties est la même dans n'importe quel sens X-X ou Y-Y. La grille de modélisation d'ETABS telle qu'elle a été pensée au début nous impose un nombre de 24 poteaux de même dimensions.

La détermination du diamètre d'un seul poteau se fera à l'aide des données initiales que nous avons :

$$I_{\text{fut}} = 118.698 \text{m}^4 \qquad N_{\text{pot}} = 24$$

Avec :

- I_{fut} : inertie du fut.
 - N_{pot} : nombre de poteaux.
 - R : distance entre le centre de gravité du fut et le centre de gravité d'un poteau.
- I_{pot} : inertie revenant a un seul poteau.
 - D : diamètre du poteau.
 - A : aire d'un poteau

Calcul de I_{pot} :

$$I_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{fut}}}{N_{\text{pot}}} = \frac{118.698}{24} \Rightarrow I_{\text{pot}} = 4.949 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad r = 4.375$$

Énoncé du théorème de HUYGENS :

$$I_{\text{fut}} = N_{\text{pot}} \left[I_{\text{pot}/0} + r^2 (A) \right] \qquad I_{\text{pot}} = I_{\text{pot}/0} + r^2 (A)$$

$$I_{\text{pot}/0} = \frac{\pi}{64} (D)^4 \qquad A = \frac{\pi}{4} (D)^2$$

Application numérique:

$$I_{\text{pot}} = I_{\text{pot}/0} + r^2 (A) \rightarrow I_{\text{pot}} = \frac{\pi}{64} (D)^4 + r^2 \frac{\pi}{4} (D)^2 \rightarrow 4.946 = \frac{\pi}{64} (D)^4 + (4.375)^2 \frac{\pi}{4} (D)^2$$

Après développement, nous obtenons l'équation suivante :

$$\frac{1}{16} (D)^4 + 19,14 (D)^2 - 6.3 = 0$$

Pour faciliter la résolution de l'équation, nous procéderons a un changement de variable de façon a obtenir une équation de second degrés dont la résolution est plus aisée.

$X = D^2$ ce qui donne :

$$\frac{1}{16} (X)^2 + 19,14 (X) - 6.3 = 0 \quad \text{avec} \quad \Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (19.14)^2 - 4 \left(\frac{1}{16} (-6.3) \right) \rightarrow \Delta = 367.915$$

L'équation possède 2 solutions : x_1 et x_2

$$x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 0.33$$

$$x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -0.32$$

Le résultat x_2 est négatif est refusé, donc on prendra en compte $x_1 = 0.33$

$$X = 0.33 \rightarrow D^2 = 0.33 \rightarrow D = 0.574$$

Le diamètre pris en compte sera de **D=0.575 m**.

Verification:

$$I_{\text{fit}} = N_{\text{pot}} (I_{\text{pot}/0} + r^2 (A)) = 24 \left(= \frac{\pi}{64} (D)^4 + r^2 \frac{\pi}{4} (D)^2 \right) = \frac{\pi}{64} (0.574)^4 + 4.375^2 \frac{\pi}{4} (0.574)^2$$

$$I_{\text{fit}} \approx 118.698 \text{m}^4 \text{ correcte.}$$

Après avoir définis les dimensions des poteaux circulaires, nous procéderons à la modification de la structure en remplaçant le fut en voile circulaire par les 24 poteaux calculés précédemment.

Nous procéderons par les étapes suivantes **Define >Frame sections>Add circle** pour ajouter une section circulaire et définir ses paramètres.

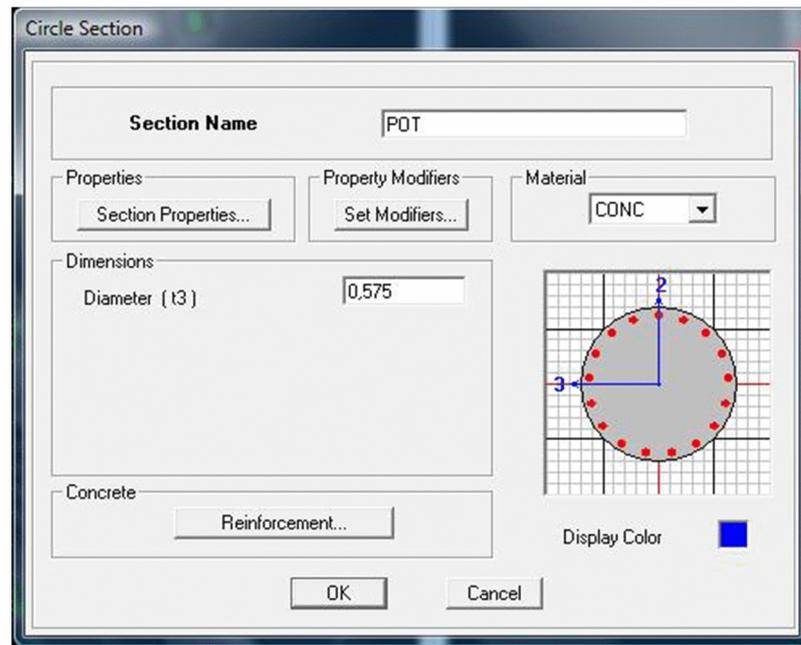


Figure IV-34 : Définition du diamètre du nouveau poteau.

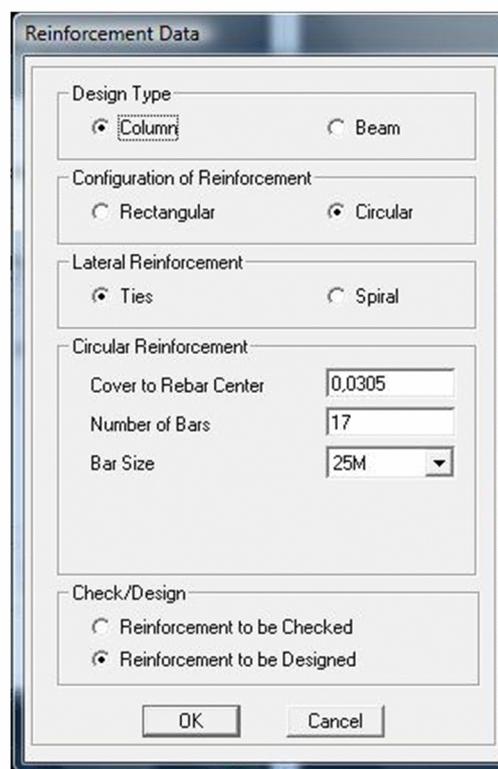


Figure IV-35: Définition de l'élément type poteaux.

Maintenant passons a la définition des poutres permettant de rigidifier la structure. Les dimensions de la poutre on été choisi de façon, une fois mise en place chaque un mètre de hauteur, a se rapprocher le plus du possible de comportement du voile initial.

Define >Frame sections>Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire et définir ses paramètres.

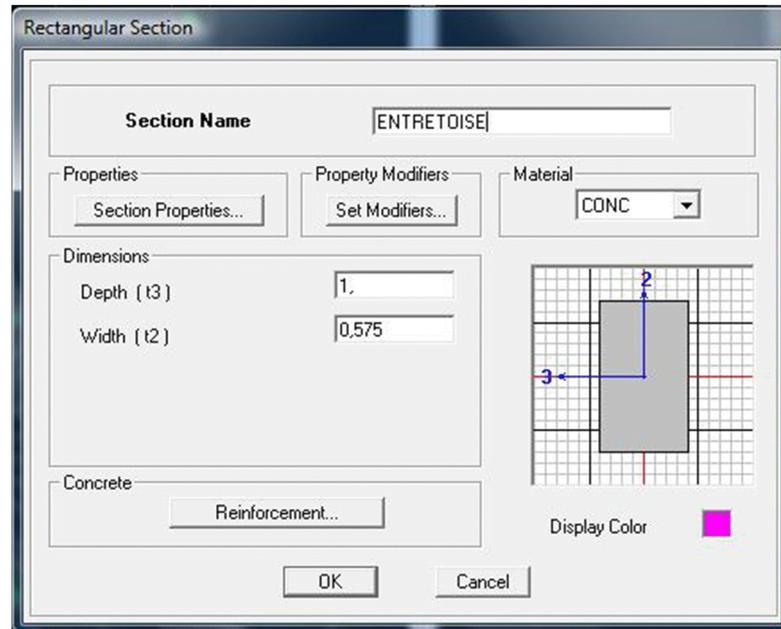


Figure IV-36 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Cependant il ya lieu de noter que ce modèle est une approche simplifiée, ceci implique que certaines caractéristiques du comportement réel des voiles en béton armé sont négligées, mais reste tout de même un modèle équivalent fiable.

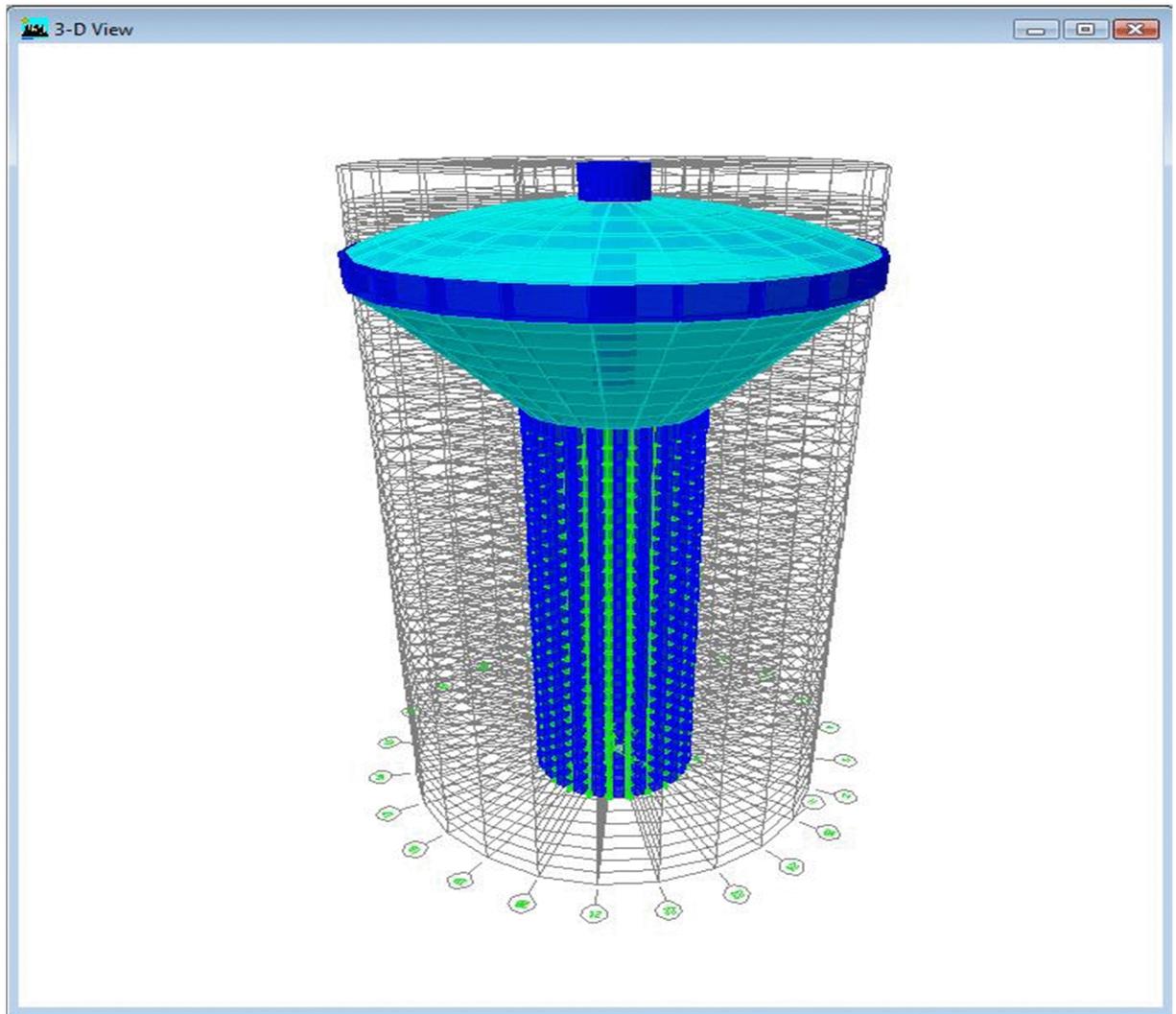


Figure IV-37 : Vue en 3d du fut équivalent en poteaux-poutres.

IV-8 Préparation du calcul Pushover dans ETABS

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui 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. (M. HEMSAS, S.M. ELACHACHI 2007)

Le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode. (FEMA 2000)

Le premier mode est par définition une translation pure. Dans ETABS, le calcul «Pushover» se fait à partir de l'application d'une charge triangulaire sur la structure. En général, deux cas de base sont à prévoir : le Pushover dans la direction X et celui dans la direction Y.

Comme notre ouvrage est circulaire donc les inerties sont les mêmes dans n'importe quel sens, nous aurons à exécuter les calculs que dans un seul sens, le sens X-X.

Selon le type d'analyse qu'on veut faire, la torsion du bâtiment sera bloquée ou non. Pour des études particulières, la possibilité d'empêcher la rotation du bâtiment pourrait effectivement devenir intéressante. Pour se faire, nous effectuerons les étapes suivantes :

Analyze> set analysis option

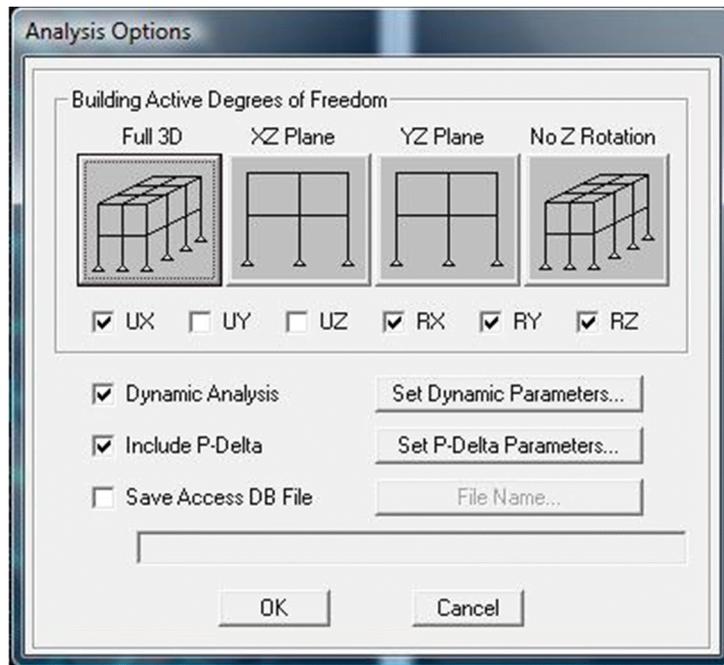


Figure IV-38: Choix du type d'analyse.

Les calculs se développent ensuite à partir d'un point de référence pour lequel le déplacement est contrôlé. De façon générale on choisira un point au dernier étage et le plus proche possible du centre de gravité de la structure. La définition du calcul Pushover se fait donc en deux étapes :

- Définition du Pushover pour les charges gravitaires
- Définition du Pushover pour la direction X

IV-8-1 Pushover charges gravitaires

Il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes (2 steps). La création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition du deuxième cas. En effet, ce dernier utilise comme base de départ les résultats finaux du premier.

Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges permanentes, charges utiles) conformément aux normes du RPA.

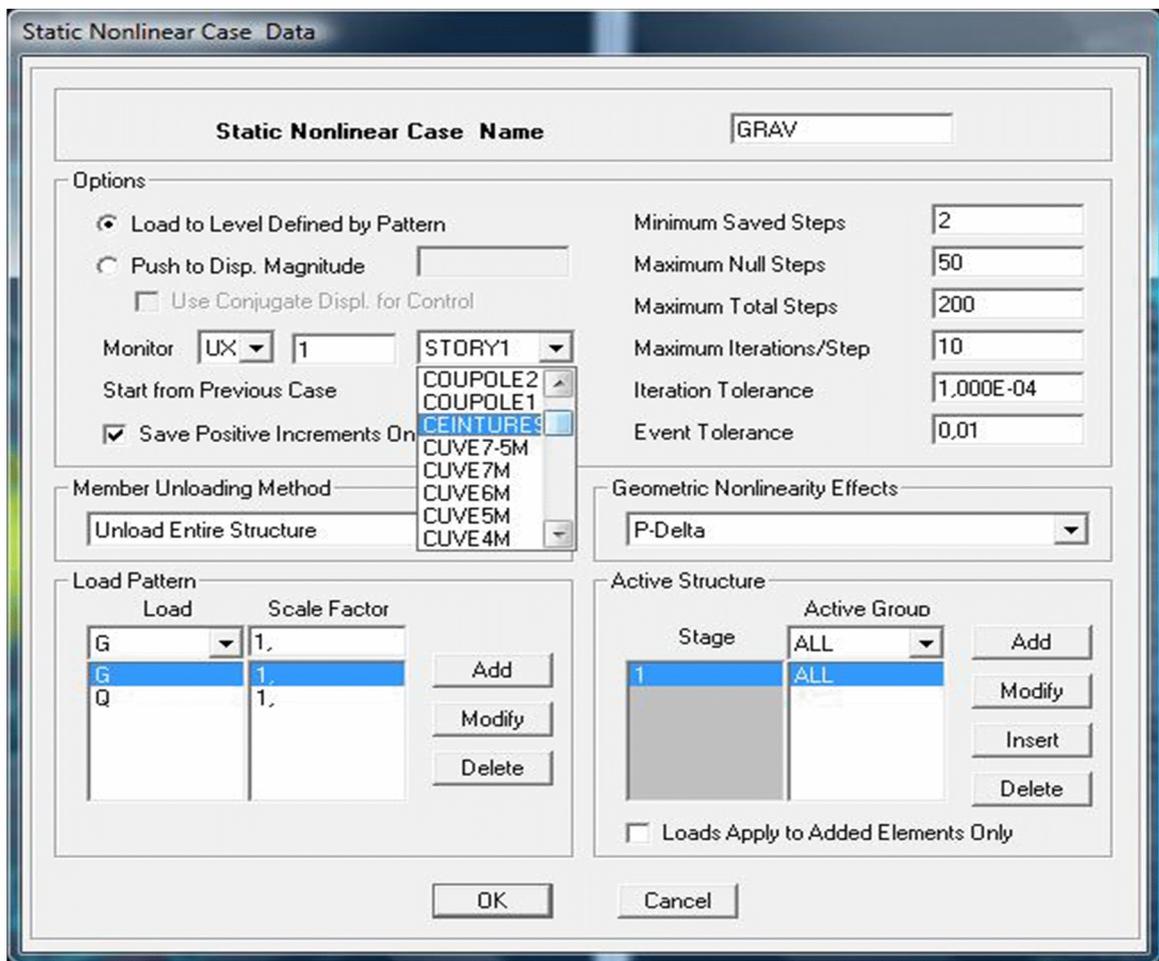


Figure IV-39 : Paramétrage de l'analyse gravitaire « GRAV ».

IV-8-2 Pushover direction X

L'analyse prendra comme point de départ la fin du premier calcul « GRAV ». En cochant la case "Push To Displacement Magnitude", l'analyse est effectuée en mode

« Déplacement contrôlé », le nœud de contrôle est définie dans les cases ‘**Monitor**’, le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l’ouvrage. SAP2000, 1998, *Detailed Tutorial Including Pushover Analysis*, Computers and Structures, Berkeley, California. (BELKHEIR, 2012)

En sélectionnant « **Load Pattern** », on définit le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction XX. (Aknouche, 2008 ; Hemsas, 2010)

Le nombre de pas (step) choisi est, cette fois, plus élevé car on souhaite obtenir un historique précis de la formation des rotules plastiques.

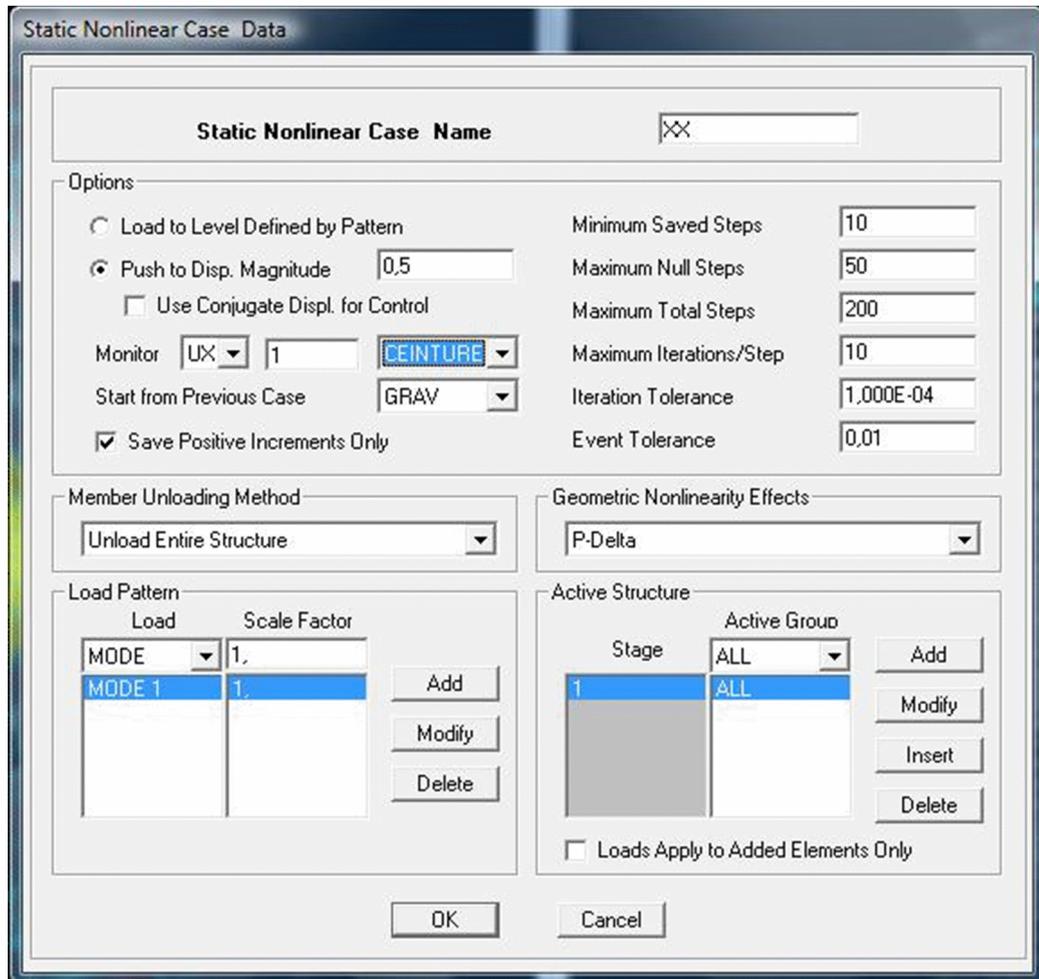


Figure IV-40 : Paramétrage de l’analyse suivant x-x.

IV-8-3 Définition des rotules plastiques

Les rotules de flexion “**Default M3**” et de cisaillement “**Default V2**” sont introduites aux niveaux des zones nodales des **poutres** comme suit :

Sélection des poutres >Assign> Frame/Line >Frame Non Linear Hinges. Dans la fenêtre qui apparait (**Figure IV-II-37**), pour chaque de type de rotule choisie « **Hinge Property** », on introduit dans la case « **Relative Distance** » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

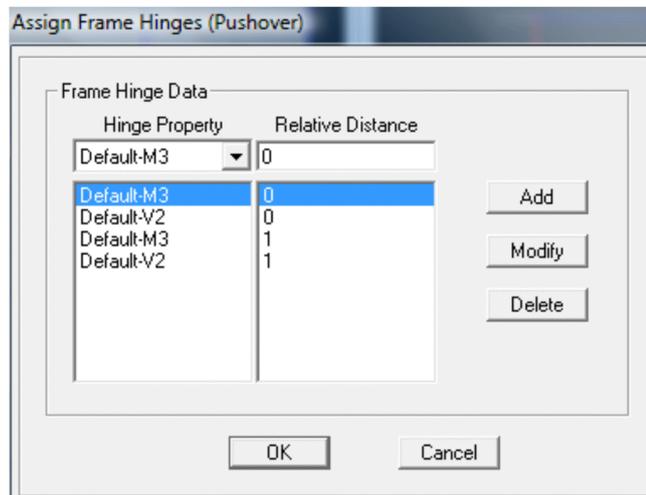


Figure IV-41 : introduction des propriétés des rotules plastiques pour les éléments poutres

Pour ce qui est des **poteaux**, on introduit des rotules de cisaillement “**V3**” et “**V2**”, et des rotules de type “**Default PMM**” qui tiennent compte de l’interaction (effort normal-moment). Dans la fenêtre qui apparait (**Figure IV-II-38**), pour chaque de type de rotule choisie “**Hinge Property**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

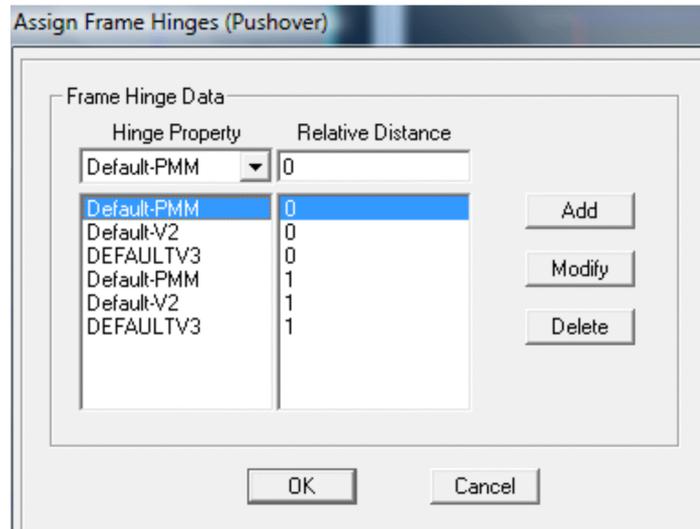


Figure IV-42 : introduction des propriétés des rotules plastiques pour les éléments poteaux

➤ **En résumé**

On introduit dans les zones nodales des poutres et des poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel :

- **Poutres** : Rotules de flexion (**Default M3**), cisaillement (**Default V2**)
- **Poteaux** : Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**DefaultV2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default V3**). **Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :**

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur : **Analyse> Run Static Non Linear Analysis**. Pour visualiser la courbe de capacité ; **Display>Show Static Pushover Curve**. Et on a le choix de faire apparaitre les résultats sous forme « Base shear vs monitored displacement » ou sous forme « capacity spectrum ».

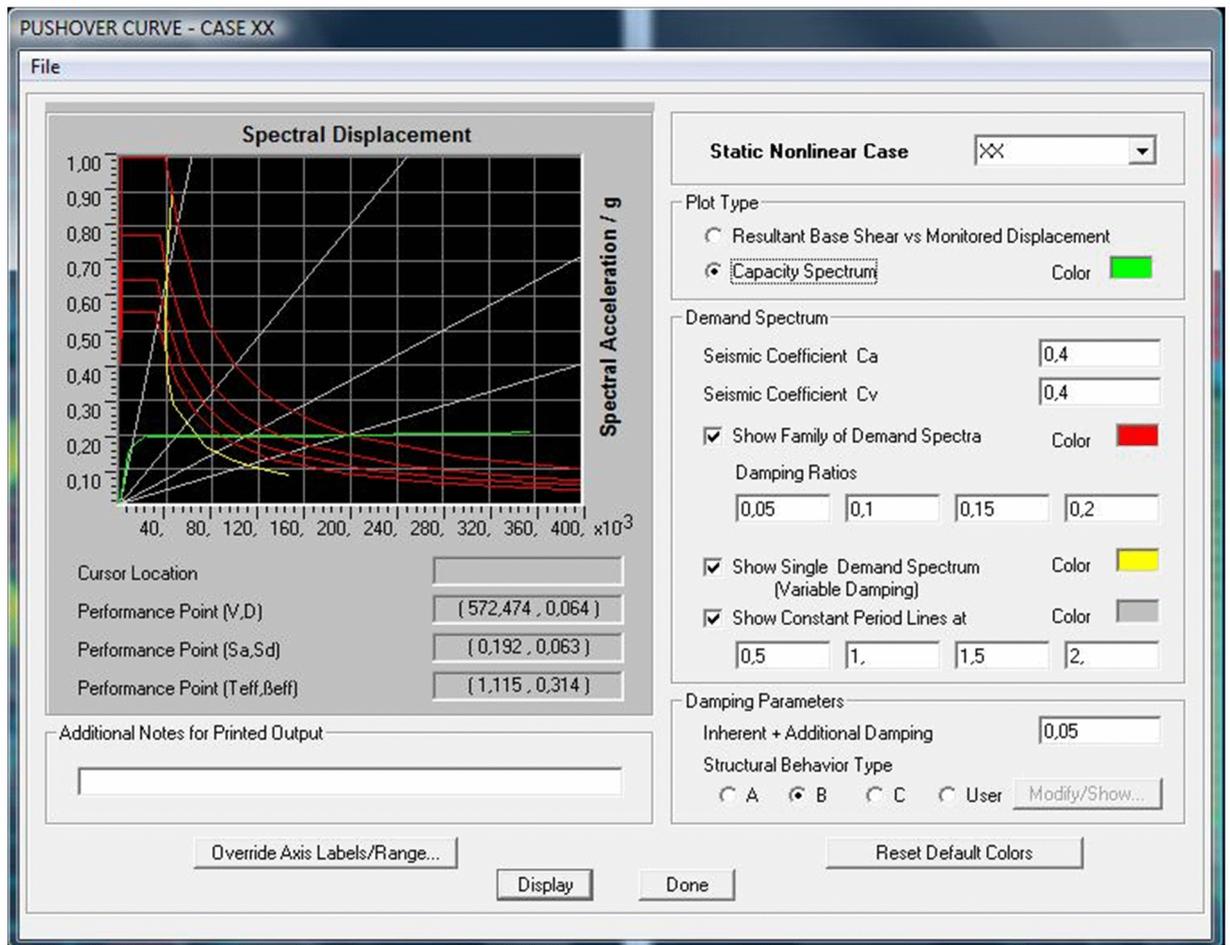


Figure IV-43 : Résultat de l'analyse pushover.

En cliquant sur « **Capacity spectrum** », la courbe de capacité est donnée dans le format **(Sa ; Sd)**.

Pour afficher les données et résultats sous forme de tableau on clique sur g **File>Display tables**.

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*ø
0	0,450	0,050	0,000	0,000	0,045	0,889	1,000	1,000
1	0,450	0,050	6,108E-03	0,121	0,045	0,889	0,904	1,057
2	0,486	0,097	9,076E-03	0,155	0,040	0,687	0,909	1,056
3	0,556	0,167	0,014	0,176	0,039	0,504	0,913	1,056
4	0,657	0,225	0,021	0,194	0,041	0,381	0,916	1,055
5	0,677	0,233	0,022	0,196	0,042	0,365	0,917	1,055
6	0,692	0,240	0,023	0,196	0,042	0,353	0,923	1,056
7	0,806	0,277	0,031	0,191	0,046	0,285	0,949	1,056
8	1,344	0,342	0,086	0,192	0,075	0,167	0,967	1,036
9	1,710	0,352	0,142	0,195	0,095	0,131	0,964	1,032
10	2,074	0,354	0,212	0,199	0,115	0,108	0,961	1,032
11	2,291	0,353	0,262	0,201	0,127	0,098	0,958	1,033
12	2,520	0,352	0,321	0,204	0,140	0,089	0,956	1,034
13	2,645	0,351	0,357	0,205	0,147	0,085	0,955	1,034

Figure IV- 44 : Donnés et résultat de l'analyse pushover.

Tableau IV-5 : résultats de l'analyse pushover ($S_d(C)$ - $S_a(C)$)

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
0	0	0
1	0.006108	0.121
2	0.009076	0.155
3	0.014	0.176
4	0.021	0.194
5	0.022	0.196
6	0.023	0.196
7	0.031	0.191
8	0.086	0.192
9	0.142	0.195
10	0.212	0.199
11	0.262	0.201
12	0.321	0.204
13	0.357	0.205

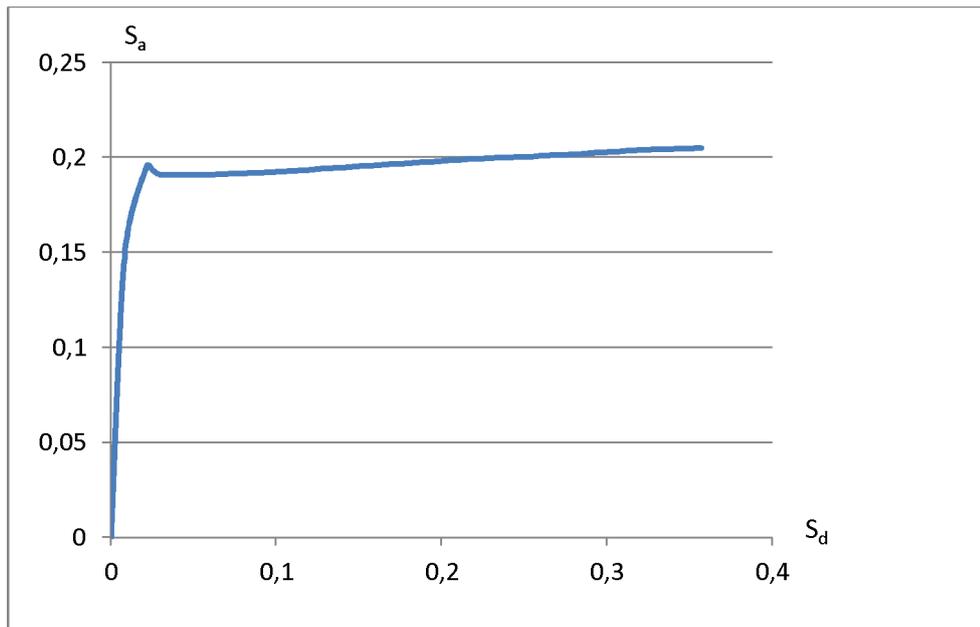


Figure IV-45 : courbe pushover

IV-9 Conclusion

Les résultats obtenus après l'analyse non linéaire exécuté a l'aide du logiciel ETABS seront exploités lors du chapitre suivant (chapitre V : Interprétation des résultats)

Introduction

L'application de l'analyse statique non linéaire pushover à un cas pratique se fera sur la base d'une étude réalisée par (**Boukais, 2012**) qui traite le calcul et dimensionnement d'un réservoir surélevé en béton armé implanté à BERRAHMOUNE, dont les calculs de pré-dimensionnement, l'étude sismique et hydrodynamique seront présentés au cour de la première partie de ce chapitre.

Lors de la deuxième partie de ce chapitre nous aurons à modéliser au moyen du logiciel ETABS le réservoir pour en suite l'analyser numériquement. Une fois la vérification des résultats, nous aurons à paramétrer l'analyse pushover d'ETABS.

Au terme de ces analyses non linéaires, nous procédons au tracer des courbes de capacité pour chaque cas. Nous déterminons aussi les points de performance ainsi que les déplacements. Nous déterminons également les distributions des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux poutres et poteaux ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant aux points de performance.

IV-1 Présentation du Site

Le réservoir surélevé a été proposé par la Direction des Ressources en Eau (ex-D.H.W) de Boumerdes, qui a pour objectif, l'alimentation en eau potable à l'horizon 2042.

L'étude de génie civil, s'est faite conformément aux règles de calcul des ouvrages en Béton Armé aux Etats Limite « **BAEL 91** », et aux Règles Parasismiques Algériennes « **RPA99 modifié en 2003** ».

- **Situation géographique :**

L'assiette retenue pour contenir le château d'eau est situé au niveau de la localité de BERRAHMOUNE situé sur le territoire de la commune de corso, willaya de BOUMERDES.

Voir photos de Google ci-dessous.

- **La commune est limitée**
 - Au Nord par la ville de Boumerdes.
 - A L'est par Tidjelabine.
 - A L'ouest par Boudouaou.
 - Au Sud Ouled Moussa.

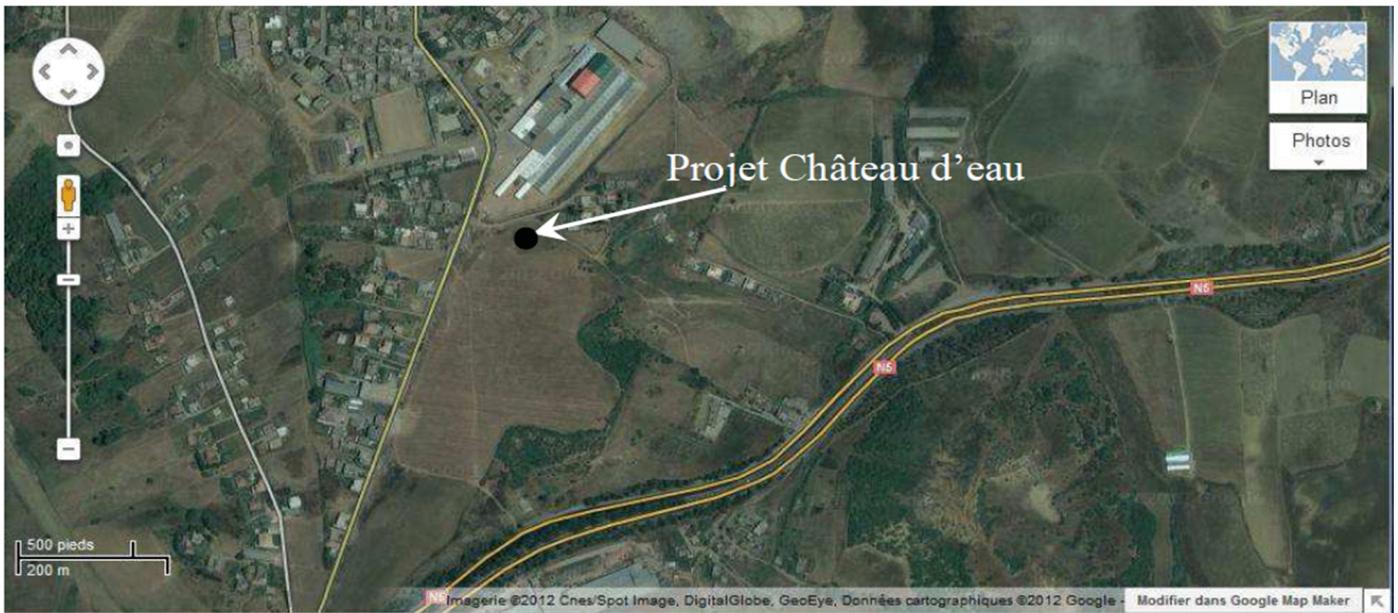


Figure IV-1: Photo Google de l'emplacement du château d'eau.



Selon la classification des zones sismiques du RPA, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.
-

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Boumerdes qui est classée en zone III qui est de forte sismicité.

Les réservoirs surélevés sont classés dans le groupe d'usage des ouvrages d'importance vitale, donc groupe d'usage 1A.

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S_1 : (site rocheux)

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800\text{m/s}$.

- Catégorie S_2 : (site ferme)

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S_3 : (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement dense ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S_4 : (site très meuble) :

-Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

-Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Notre ouvrage est implanté dans sol de catégorie S_4 (site très meuble)

La période caractéristique, associée à la catégorie de notre site est :

$$\text{Site S4} \begin{cases} T1=0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,70 \text{ s.} \end{cases}$$

Le coefficient de comportement global de la structure qui dépend du système de contreventement décrit dans le RPA99 version 2003 comme Pendule inverse (page 40 tab 4.3) **R=2**.

Le pourcentage de l'amortissement critique donné en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage avec une valeur $\xi=10\%$ pour les voiles en béton armé décrit dans le RPA99 version 2003 (tab 4.2 page 38).

Coefficient d'accélération de zone révisé $A=0.4$ (groupe Ia zone III).

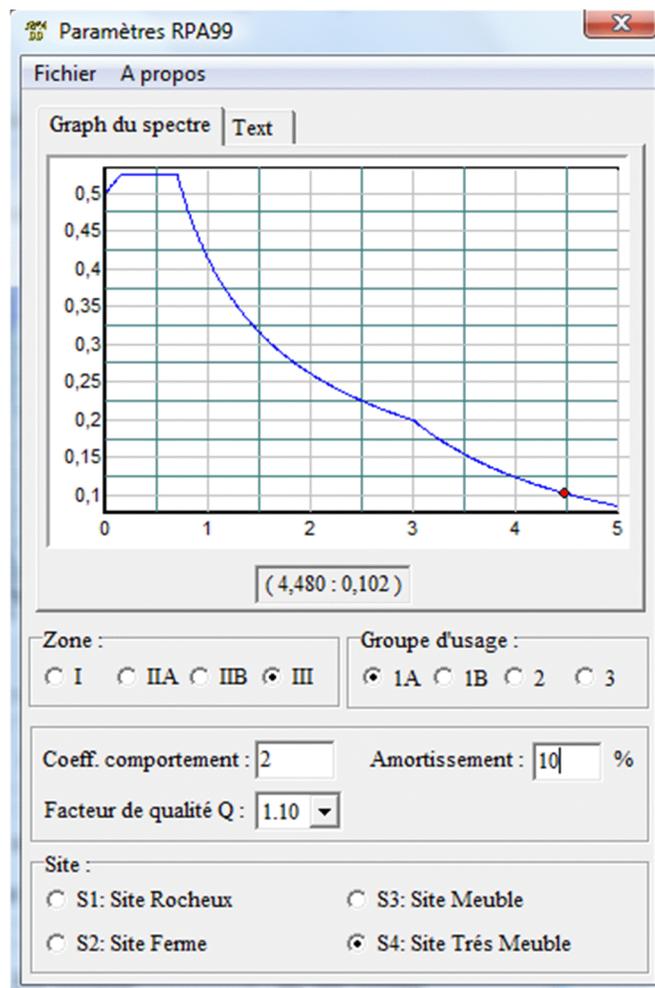


Figure IV-2: Paramétrage du spectre RPA99

IV-2 Caractéristique des matériaux

IV-2-1 Eléments constituant le château d'eau

L'étude de génie civil, se fera conformément aux règles de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites « **BAEL 91** », et aux règles parasismiques algériennes « **RPA 2003** ».

IV-2-2 Caractéristique des matériaux

IV-3-2-1 LE BETON

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique en compression, elle se mesure à 28 jours par des essais d'écrasement en compression centrée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 32 cm de hauteur et de 16 cm de diamètre.

En mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables du ciment, sable, gravier et de l'eau. On obtient une pâte de béton qui durcit rapidement.

Pour avoir une bonne étanchéité, le béton utilisé pour la cuve et le fût est dosé à **400 kg/m³** de CPA325 et à **350 Kg/m³** de CPA 325 pour les fondations

IV-2-2-1-1 Résistance en compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants*, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

- pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression **j ème** jour

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au **28ème** jour

IV-2-2-1-2 Résistance à la traction

Le BAEL 91 donne la résistance à la traction par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_{i28} = 2.1 \text{ MPA}$

IV-2-2-1-3 Module de déformation longitudinale

Pour une durée d'application d'une charge instantanée ≤ 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$\rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

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

$$\rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPA}$$

IV-3 Les dimensions retenues (Boukais, 2012)

Fut.....	{ Cylindrique Epaisseur : 0,45 m Diamètre extérieur : 9,20m Diamètre intérieur : 8,30m Hauteur : 26,30 m.
Coupole inferieure.....	{ Diamètre : 8,50 m Epaisseur : 0,15 m Epaisseur : 0,15 m La flèche : 0,88 m Rayon de courbure : 10,70m
Cuve	{ Diamètre inférieure intérieur : 8,50 m Diamètre supérieure intérieur : 23,50 m Hauteur : 7,50 m Epaisseur : 0,40 m
Cheminé.....	{ Diamètre extérieur : 2,40 m Hauteur : 10,25 m Epaisseur : 0,20 m
Coupole supérieure.....	{ Diamètre intérieure : 23,50m Epaisseur : 0,15 m Rayon de courbure : 29,51 m La flèche : 2,44 m

IV-4 Récapitulation

Tableau IV-1 : Poids des différents éléments de la structure et poids total plein et vide

Elément	Poids
Lanterneau	8,974 t
Coupole supérieure	199,927 t
Coupole inférieure	24,648 t
Ceinture supérieure	252,560 t
Ceinture inférieure	49,55 t
Cuve	446,555 t
Fût	819,475 t
Cheminée	32,609 t
Eau	1586,35 t
Poids total à vide	1834,298 t
Poids total plein	3420,648 t

IV-5 Etude au séisme

Evaluation de la période d'oscillation

IV-5-1 Introduction

Lors d'une excitation horizontale provoquée par un phénomène naturel tel que le vent et le séisme, la structure se met en vibration, une fois que cette excitation disparaît la structure oscille en vibration propre.

Le calcul exact de la période propre d'oscillation est très compliqué, par conséquent, le calcul se fera par la méthode approchée basée sur des hypothèses de simplification proposées par **RAYLEIGH** dite : **méthode des consols**.

Système à pendule inverse

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure. C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée.

IV-5-2 Méthode de console

La méthode des consoles permet le calcul de la période propre de vibration de l'ouvrage en l'assimilant à une masse concentrée (**cuve**), reposant sur l'extrémité d'un support de masse non négligeable (**fût**), grâce à la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'Z^3}{3EIg}}$$

Avec : $P' = P + \frac{33}{140} P_1Z$

g : pesanteur (9,81 m²/s).

P : poids de la masse concentrée (t).

P₁ : poids de support (fût) par unité de longueur (t/ml).

I : moment d'inertie de la section transversale de support (m⁴).

E : module de déformation instantanée du béton en (t/m²).

Z : hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement au niveau du sol (m).

Remarque

En réalité le sol ne peut être infiniment rigide du fait des déformations qu'il peut subir, à cause du déplacement d'appuis dus à des mouvements sismiques ou autres, dans ce cas on doit tenir compte des rigidités (K_X, K_Y, K_Z) qui dépendent du type de fondation et des caractéristiques du sol.

Pour simplifier les calculs, on considère l'encastrement au niveau du sol.

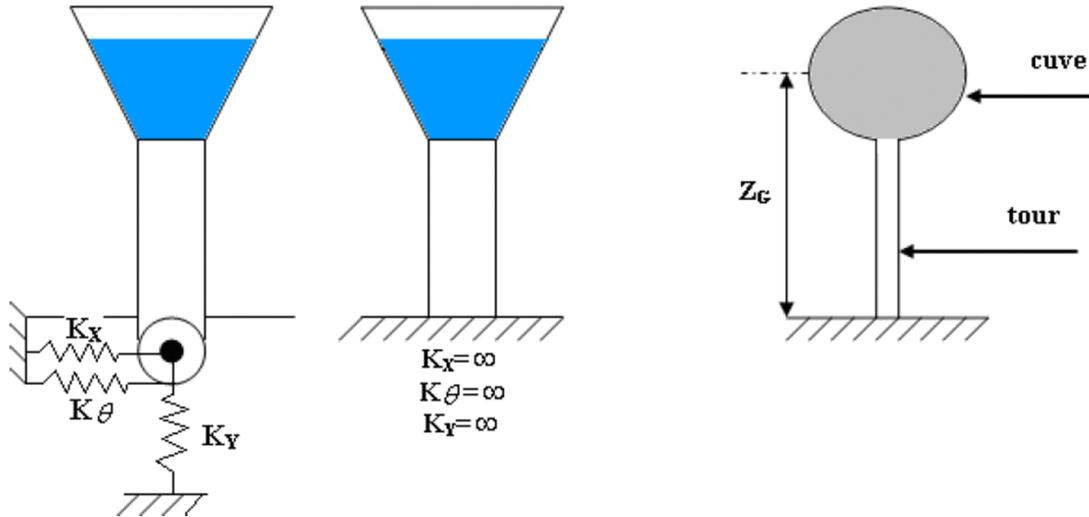


Figure IV-3 : Modélisation du château d'eau

IV-5-3 Calcul du module de déformation instantanée E_{ij}

D'après le BAEL 99 $E_{IJ} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$

Pour $J = 28$ jours, on a : $f_{c28} = 25$ MPa

D'où : $E_{i28} = 3216419,5$ t/m²

IV-5-4 Calcul du moment d'inertie du support

La section du support étant circulaire, le moment d'inertie est donné par :

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}} - D_{\text{int}}) \longrightarrow I = 118.698 \text{m}^4.$$

Avec :

$$D_{\text{int}} = 8.3 \text{m}$$

$$D_{\text{ext}} = 9.20 \text{m}$$

IV-5-5 Calcul du poids du support par unité de longueur

$$P_1 = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}} - D_{\text{int}}) g_b \longrightarrow P_1 = 30.925 \text{t/ml}$$

IV-5-6 Calcul du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement

Le tableau ci-dessous donne les valeurs **Zi** et **Pi** avec :

Zi = centre de gravité de l'élément considéré par rapport au niveau du sol.

Pi = poids de l'élément.

Tableau IV-2 hauteur et poids de chaque élément « cuve »

N°	Elément	Z (m)	Pi (t)
1	dalle circulaire du lanterneau	40,65	2,834
2	voile cylindrique du lanterneau	39,75	8,54
3	coupole supérieure	37,40	199,927
4	ceinture supérieure	35,60	252,560
5	eau	31,52	1586,35
6	cuve	30,80	446,555
7	cheminée	33,425	32,609
8	coupole inférieure	27,80	24,648
9	ceinture inférieure	26,80	49,55

Le centre de gravité de la masse concentrée est donné par :

$$Z_g = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i}$$

a. Cuve pleine :

$$\sum P_i Z_i = 83101,495 \text{ t.m} , P_p = \sum P_i = 2578,443 \text{ t} \quad \longrightarrow Z_{Gp} = 32,23 \text{ m}$$

b. Cuve vide :

$$\sum P_i Z_i = 33099,743 \text{ t.m}, P_v = \sum P_i = 992,093 \text{ t} \Rightarrow Z_{Gv} = 33,36 \text{ m}$$

Donc :

$$P' = P_p + \frac{33}{140} P_1 \cdot Z = \left. \begin{array}{l} 2807.900 \text{ t} \\ 1235.270 \text{ t} \end{array} \right\}$$

Finalement

La période d'oscillation est :

Cuve vide : $T_v = 0,40 \text{ s}$

Cuve pleine : $T_p = 0,58 \text{ s}$

La période d'oscillation a été déterminée par la méthode des consoles. La valeur de la période sera utilisée ultérieurement et sera comparée à celle trouvée dans le calcul numérique du château d'eau en utilisant le logiciel Etabs pour vérifier si la modélisation est correctement exécutée.

IV-6 Présentation de l'ETABS

IV-6-1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-6-2 Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-6-3 Description du logiciel *ETABS*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...*etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : charge uniformément répartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV-6-4 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.60*

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône de l'*ETABS*.



Etabs-V9.6.0

Etapes de modélisation :

1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure IV-4 : Barre de choix des unités

b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option Permet d'introduire dans le cas d'un bâtiment:

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portique suivant y-y
- Le nombre des étages.

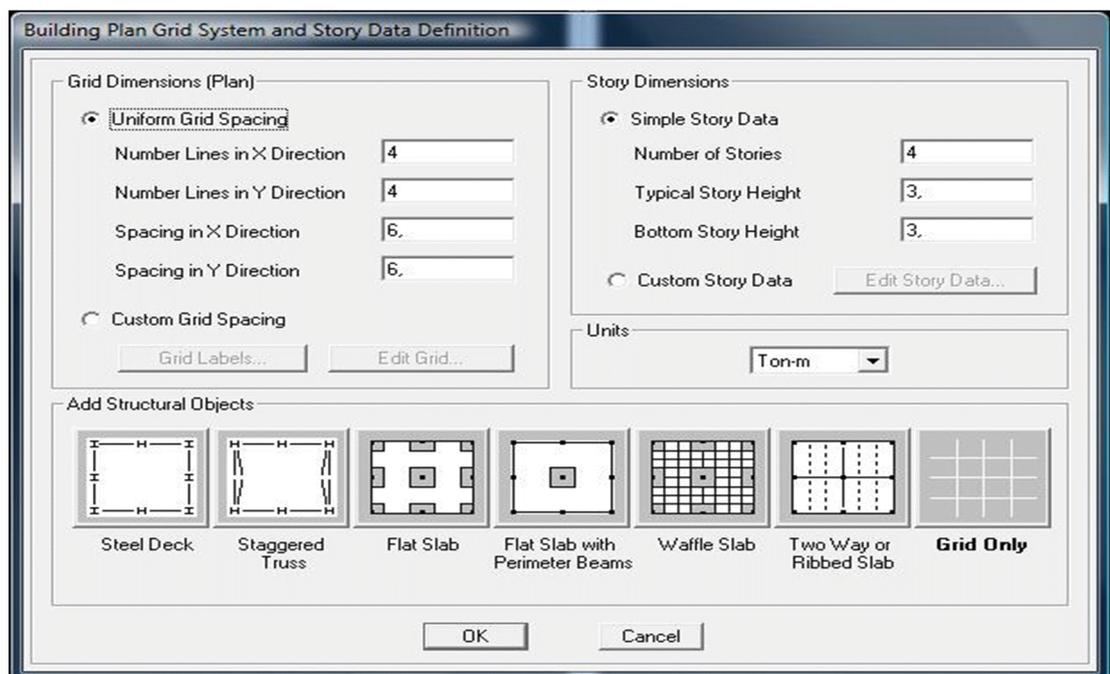


Figure IV-5 : Choix des dimensions de la grille

Cette étape servira de base géométrique pour introduire notre grille cylindrique (étape supplémentaire) pour modéliser notre ouvrage.

Pour se faire, nous avons effectués les étapes suivantes : **EDIT > Edit grid data > Add a new système > Cylindrical.**

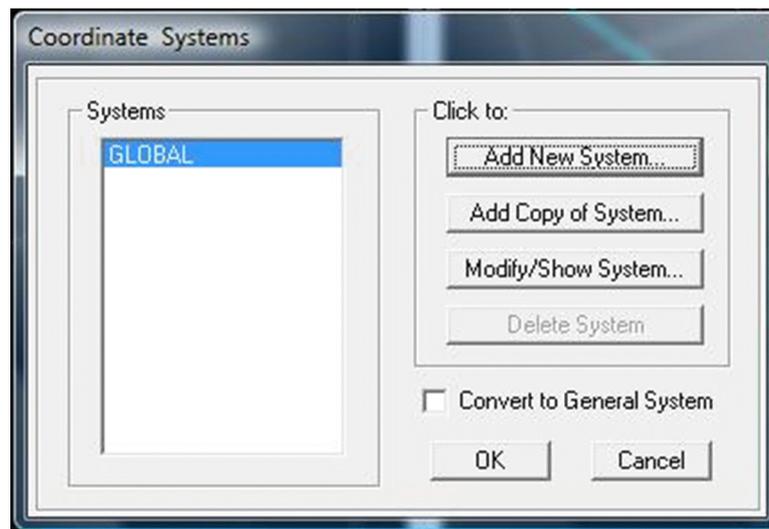


Figure IV-6 : Ajout d'un nouveau système de coordonnées

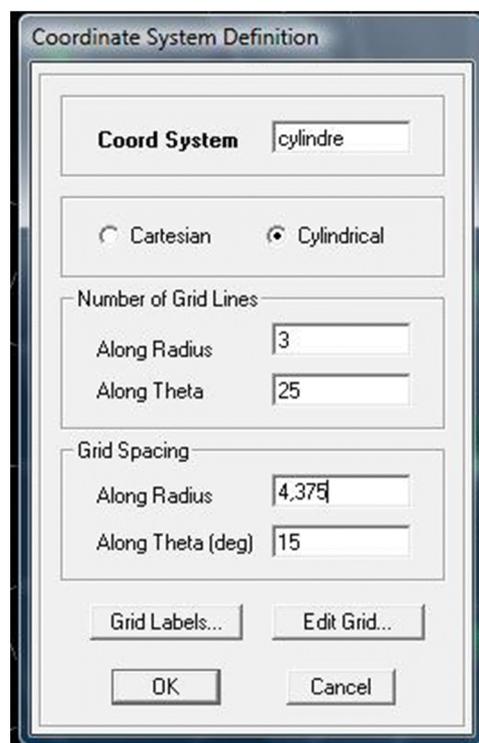


Figure IV-7 : Définition du nouveau système de grilles.

Modification de la grille : La grille cylindrique ainsi créée , nous passerons a l'adaptation des différent rayon et espacement entre angles pour obtenir une forme la plus rapproché possible d'un cylindre.

- Les rayons retenu pour former la grille sont les **rayons moyens** des éléments constituant le réservoir (fut, cuve, coupole, lanterneau et ceintures) .
- L'espacement angulaire de la grille et de 15°, ce qui divisera la grille en 24 secteurs.

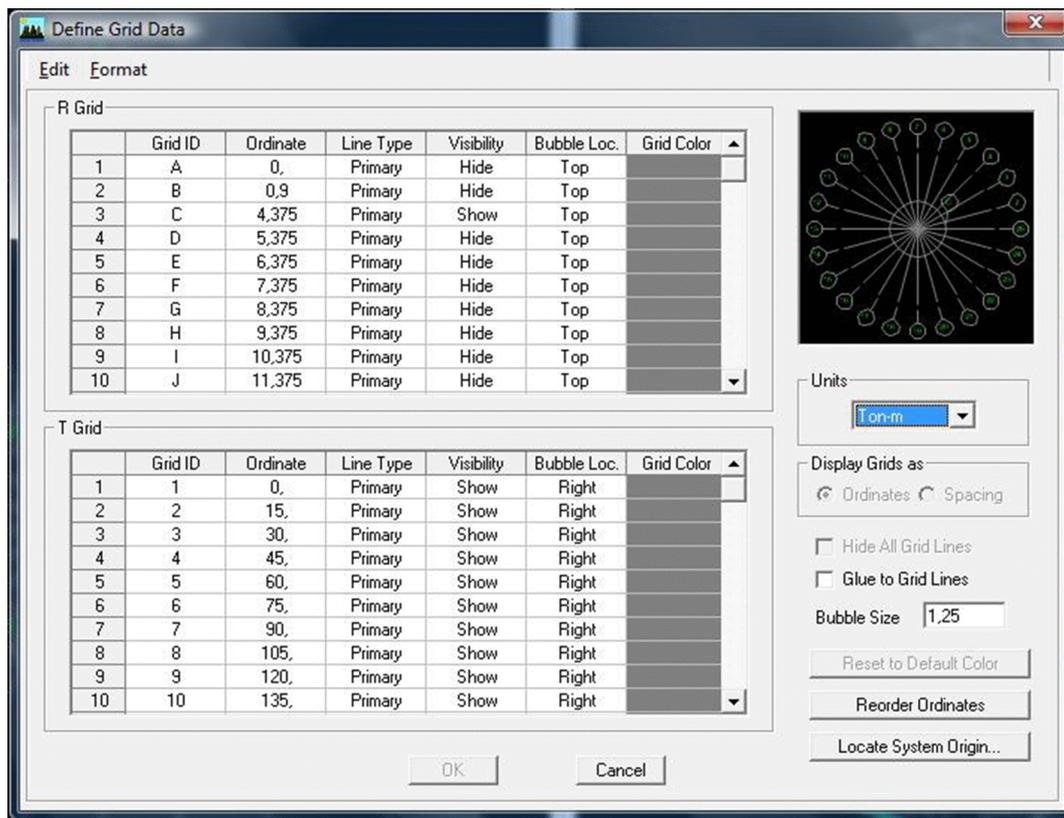


Figure IV-8 : Paramétrage de grille.

La grille est subdivisée en plusieurs étages de hauteurs différentes. Cette différence est liées a la spécificité de chaque étage et pour approcher au maximum la forme originale et réelle de l'ouvrage.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Heig
25	LANTERNEAU	1,8	40,7	No	NONE	No	0,
24	COUPOLE5	0,5	38,9	No	NONE	No	0,
23	COUPOLE4	0,5	38,4	No	NONE	No	0,
22	COUPOLE3	0,5	37,9	No	NONE	No	0,
21	COUPOLE2	0,5	37,4	No	NONE	No	0,
20	COUPOLE1	0,5	36,9	No	NONE	No	0,
19	CEINTURESUF	1,6	36,4	No	NONE	No	0,
18	CUVE7-5M	0,5	34,8	No	NONE	No	0,
17	CUVE7M	1,	34,3	No	NONE	No	0,
16	CUVE6M	1,	33,3	No	NONE	No	0,
15	CUVE5M	1,	32,3	No	NONE	No	0,
14	CUVE4M	1,	31,3	No	NONE	No	0,
13	CUVE3M	1,	30,3	No	NONE	No	0,
12	CUVE2M	1,	29,3	No	NONE	No	0,
11	CUVE1M	1,	28,3	No	NONE	No	0,
10	FUT-7	3,	27,3	No	STORY1	No	0,
9	FUT-6	3,	24,3	No	STORY1	No	0,

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure IV-9 : Définition des hauteurs d'étages

Les étapes de définitions des différents paramètres que prendra en compte Etabs lors des calculs seront définis au préalable dans l'onglet « **DEFINE** ».

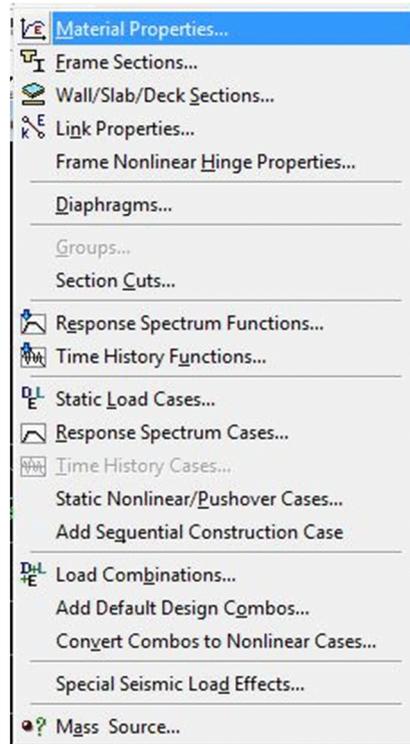


Figure IV-10 : Menu des paramètres et options à définir.

2) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

La définition se fera par les étapes suivantes **Define > Material proprietes >CONC > Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

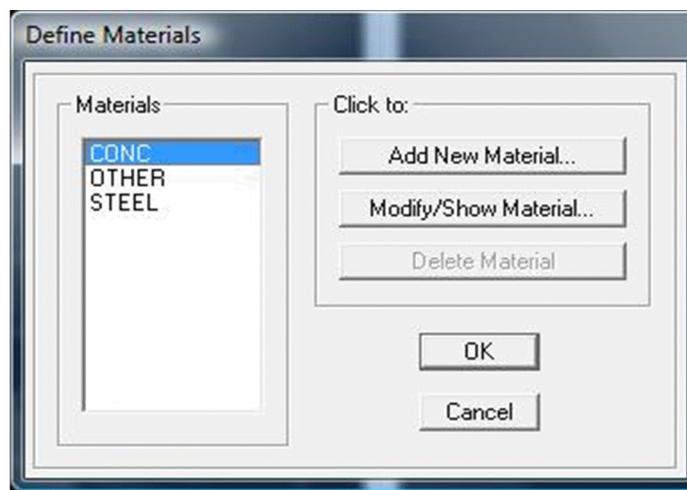


Figure IV-11 : Choix du matériau a définir.

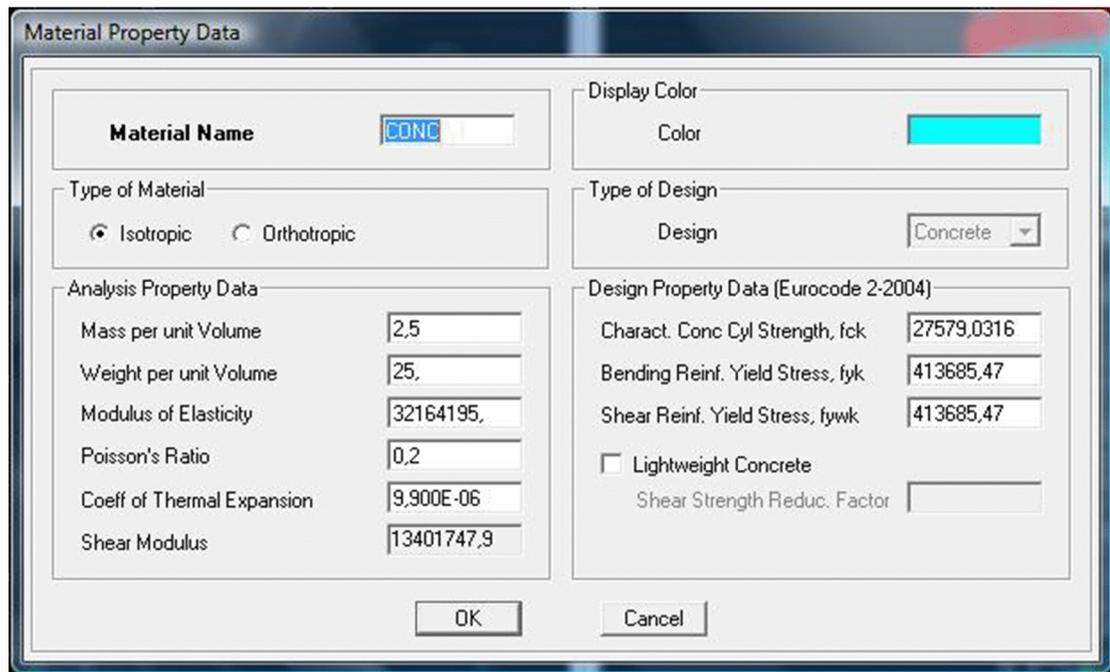


Figure IV-12 : Paramétrage du matériau

3) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments constituant l'ouvrage (ceintures, paroi de la cuve et voile).

Nous commençons d'abord par affecter les sections de type « barre ». la définition des ceintures se fera comme suit :

Define >Frame sections>Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire et définir ses paramètres.

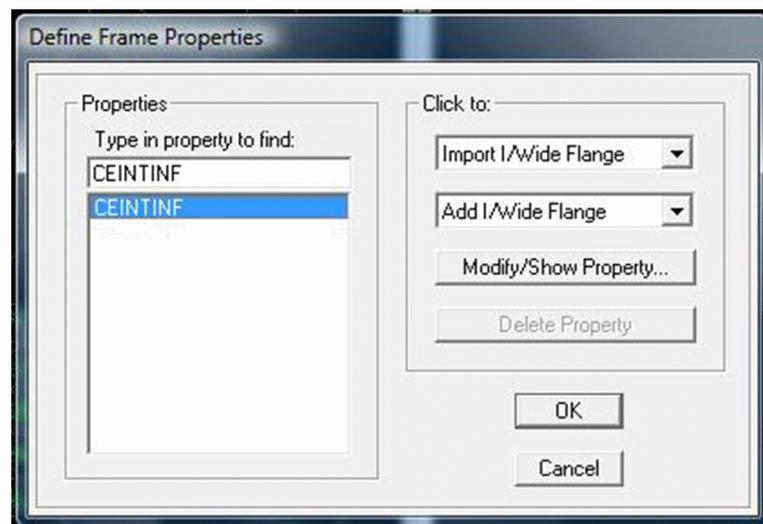


Figure IV-13 : Ajout des d'une nouvelle section.

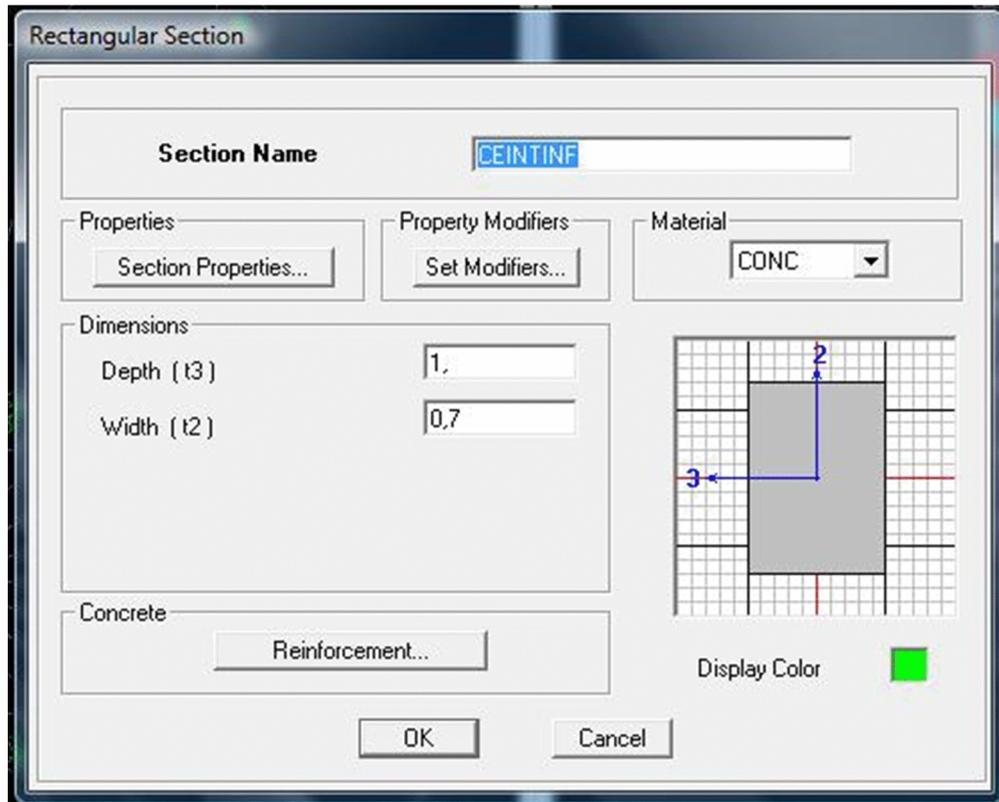


Figure IV-14 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous allons passer aux éléments **Shell** (coque) :

On choisit le menu **Define > wall/slab> Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

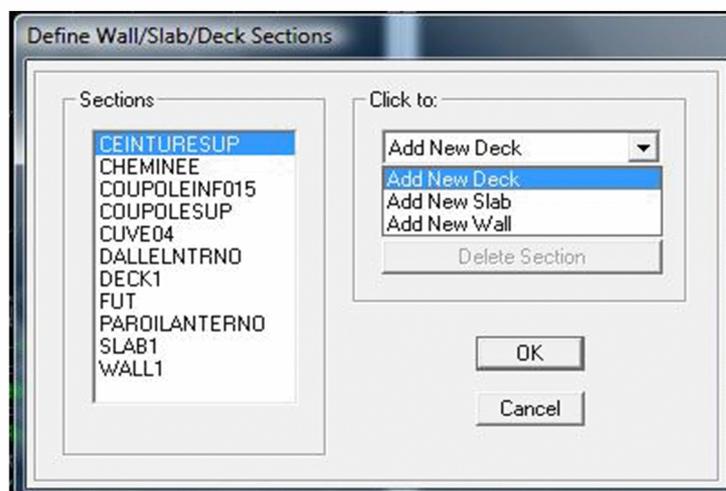


Figure IV-15 : Ajout de nouveaux éléments.

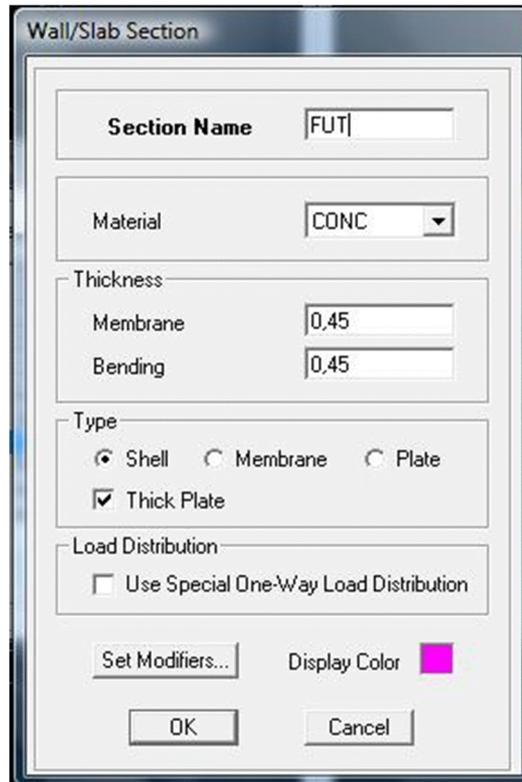


Figure IV-16 : Paramétrage du voile (Wall) ajouté constituant le fut.

Les mêmes étapes dans le menu précédent seront effectuées pour définir les coques constituant la paroi de la cuve, **Define > wall/slab> Add new Slab.**

4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure Modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

- **Charges permanentes : Load Name**(Nom de la charge): **G Type :DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 0

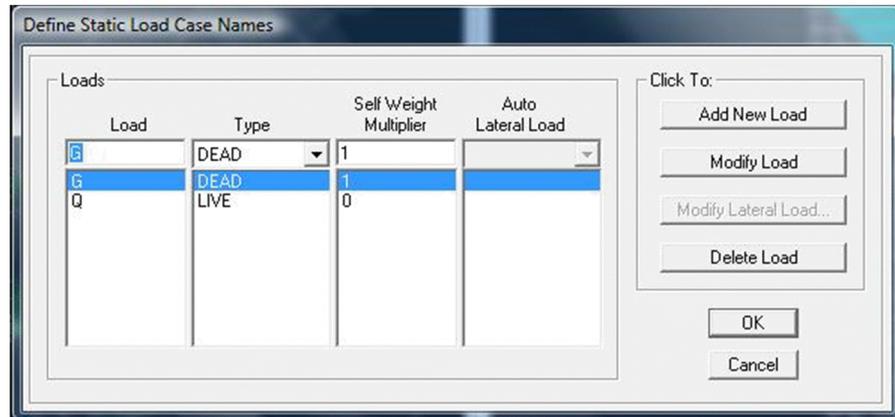


Figure IV-17 : Définition des charges à assigner.

2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse généré a partir d'un logiciel conçu par le **centre des études techniques des infrastructures militaires**

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone** : **zone III** qui est de forte sismicité.
- **Groupe d'usage** : groupe **d'usage 1A**.
- **Coeff comportement** : **R=2** Pendule inverse (RPA99 version 2003).
- **Amortissement** : **10%**.
- **Site** : **S₄ (site très meuble)**.
- **Facteur de qualité** : **Q=1.1**.

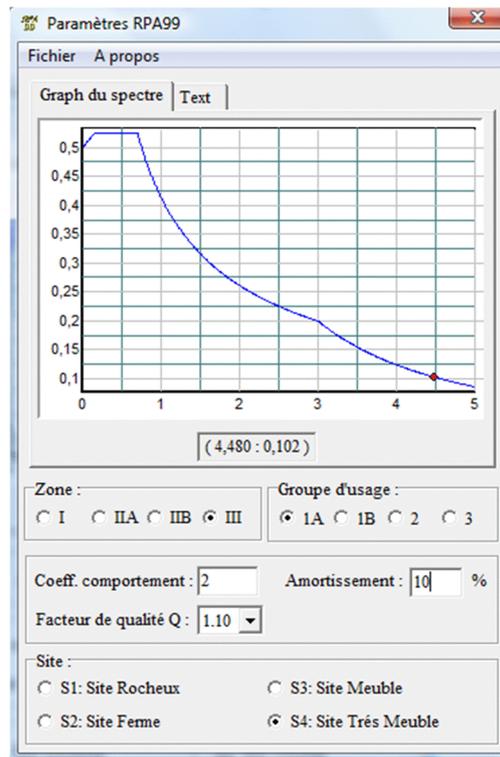


Figure IV-18 : Paramétrage du logiciel a fin de développer le spectre sismique.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on effectuera les étapes suivantes :

Define Response >Spectrum Functions >Spectrum from file

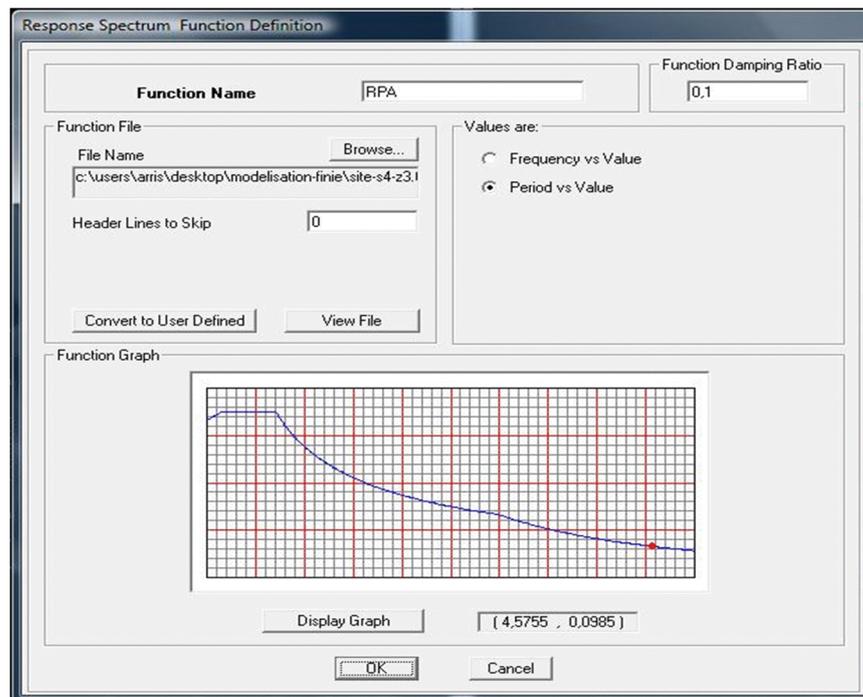


Figure IV-19: Définition du spectre de fonction.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **sismique**, pour cela nous effectuerons les étapes suivantes :

Define>Define Reponses >spectrum cases >Add New Spectrum.

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9,81
U2	RPA	9,81
UZ		

Figure IV-20 : Paramétrage du spectre sismique.

Les paramètres U1 et U2 dans la partie **Input réponse spectra** sont sélectionnés et paramétrés pour la prise en compte du spectre suivant X et Y.

Après avoir défini tout les paramètres que dois prendre en compte le logiciel, nous passerons à la modélisation de l'ouvrage. Voici ce que donne le résultat final en 3d.

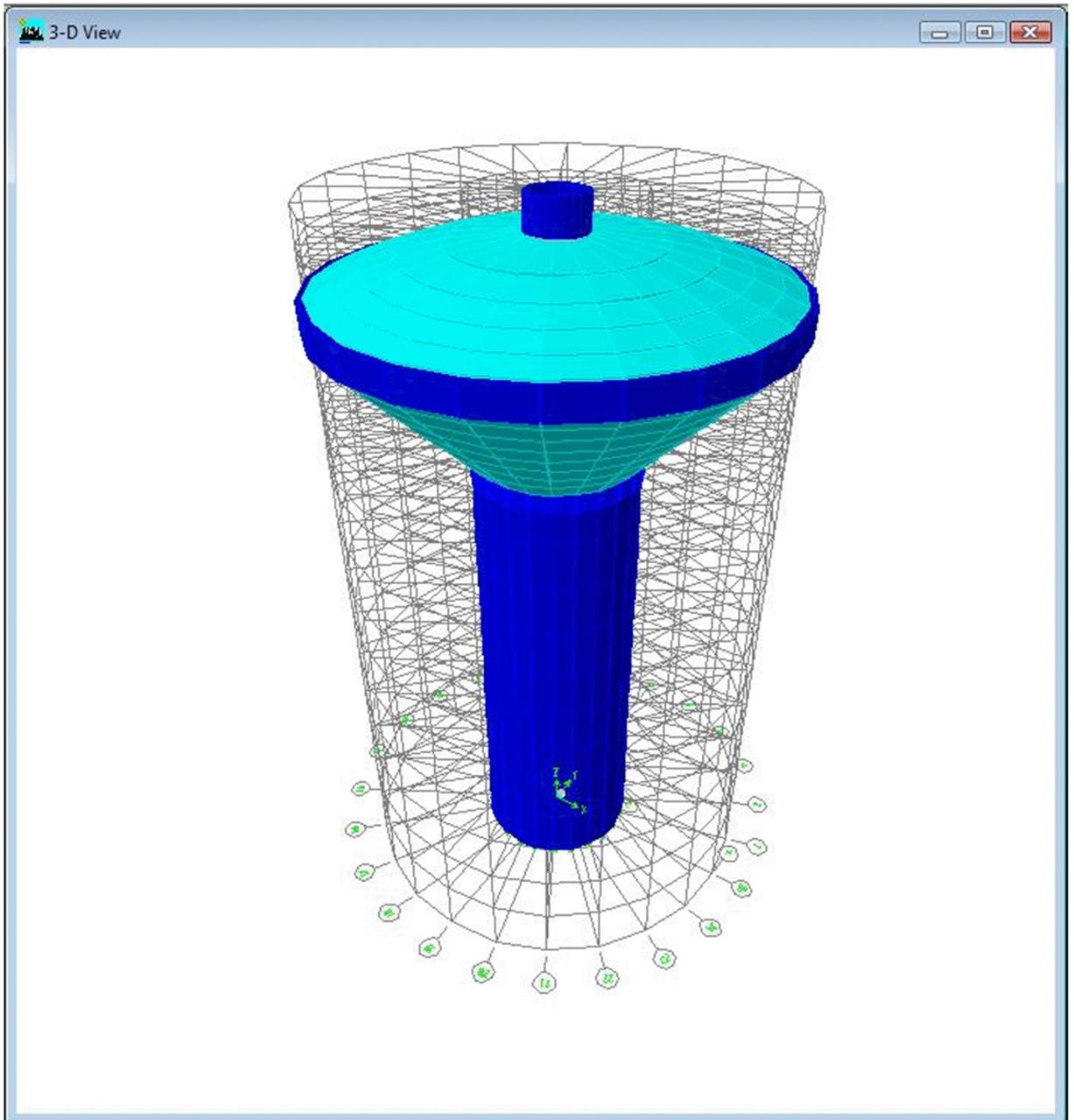


Figure IV-21 : Vue en 3d de l'ouvrage.

5) 5ème étape : chargement

- **Chargement des éléments de la cuve**

Le chargement des éléments constituant la cuve est constitué de charges permanentes **G** (poids propre des éléments) et de charges d'exploitation **Q**.

Le logiciel prend en considération les charges dues au poids propres des éléments constituant la cuve, on introduit une charge additionnelle qui correspond aux : Poids propre revêtement d'étanchéité fixé a 0,07 t/m². Donc **G=0,07 t/m²**

Pour ce qui est de la charge d'exploitation **Q** qui représente la charge hydrostatique la cuve est modélisé en élément « slab » type « shell », la hauteur des étages a été fixée a un (1) mètre de hauteur pour faciliter le chargement hydrostatique qui varie selon la hauteur d'eau au dessus de l'élément « shell » comme schématisé dans figure suivante :

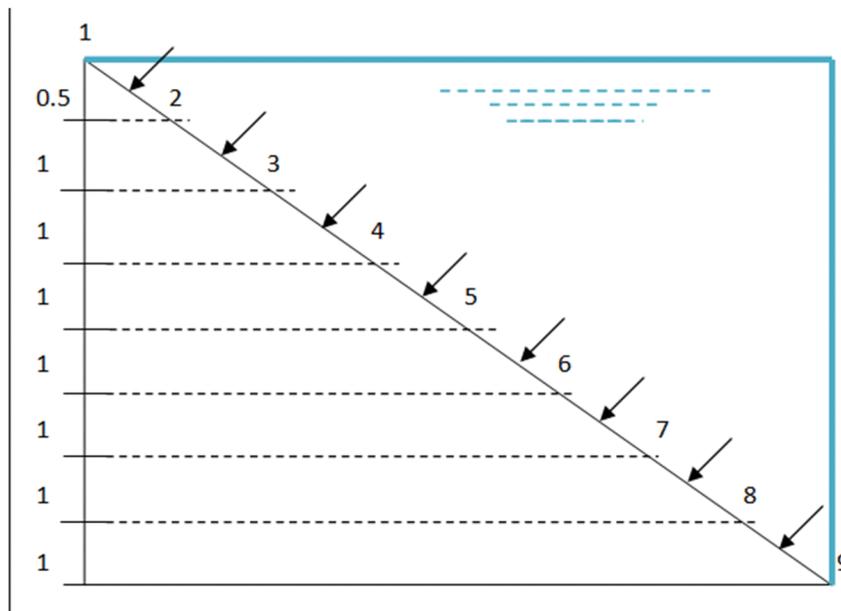


Figure IV-22 : Division de la cuve en 8 bandes.

Calcul de la surcharge d'exploitation Q

Calcul de la contrainte de l'eau :

$$\bar{\omega} = 1000\text{kg/m}^3 = 1\text{t/m}^3$$

$$\bar{P}_i = \omega \cdot Z_i$$

$\bar{\omega}$: masse volumique de l'eau .

P_i : Pression hydrostatique au point « i ».

$$P_1 = 1. 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1. 0,5 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 1. 1,5 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_4 = 1. 2,5 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_5 = 1. 3,5 = 3,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_6 = 1. 4,5 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_7 = 1. 5,5 = 5,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_8 = 1. 6,5 = 6,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_9 = 1. 7,5 = 7,5 \text{ t/m}^2$$

Calcul de Q_i (charge hydrostatique moyenne) pour chaque tranche (8tranche) :

$$Q_1 = \frac{1}{2}(P_1 + P_2) = \frac{1}{2}(0 + 0,5) = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$Q_6 = \frac{1}{2}(P_6 + P_7) = \frac{1}{2}(4,5 + 5,5) = 5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{1}{2}(P_2 + P_3) = \frac{1}{2}(0,5 + 1,5) = 1 \text{ t/m}^2$$

$$Q_7 = \frac{1}{2}(P_7 + P_8) = \frac{1}{2}(5,5 + 6,5) = 6 \text{ t/m}^2$$

$$Q_3 = \frac{1}{2}(P_3 + P_4) = \frac{1}{2}(1,5 + 2,5) = 2 \text{ t/m}^2$$

$$Q_8 = \frac{1}{2}(P_8 + P_9) = \frac{1}{2}(6,5 + 7,5) = 7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_5) = \frac{1}{2}(2,5 + 3,5) = 3 \text{ t/m}^2$$

$$Q_5 = \frac{1}{2}(P_5 + P_6) = \frac{1}{2}(3,5 + 4,5) = 4 \text{ t/m}^2$$

Tableau IV-3 : Résultats des pressions au point « i »

Point « i »	Profondeur Z_i (m)	Poids volumique ω (t/m^3)	Pression hydrostatique P_i (t/m^2)
1	0	1	0
2	0.5	1	0.5
3	1.5	1	1.5
4	2.5	1	2.5
5	3.5	1	3.5
6	4.5	1	4.5
7	5.5	1	5.5
8	6.5	1	6.5
9	7.5	1	7.5

Pour chaque couronne constituant la cuve, la charge hydrostatique Q qui lui revient :

Tableau IV-4 : Charges hydrostatique pour chaque couronne.

Tranche	Hauteur d'eau h_i (m)	Q_i charge hydrostatique moyenne (t/m ²)
1	0.5	0.25
2	1.5	1
3	2.5	2
4	3.5	3
5	4.5	4
6	5.5	5
7	6.5	6
8	7.5	7

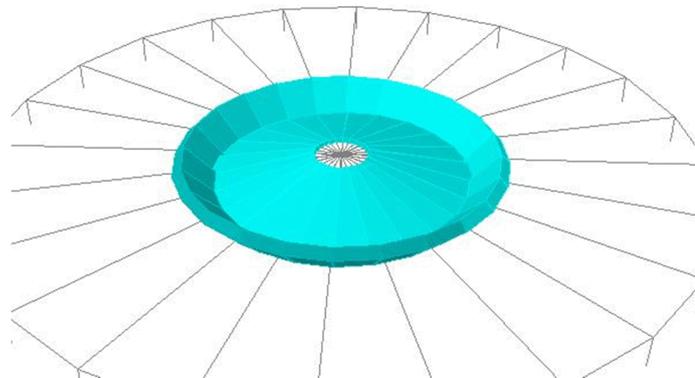


Figure IV-23 : Etage de 1 m de hauteur représentant la coupole inférieure et une couronne de 1m de hauteur qui représente la 8eme couronne.

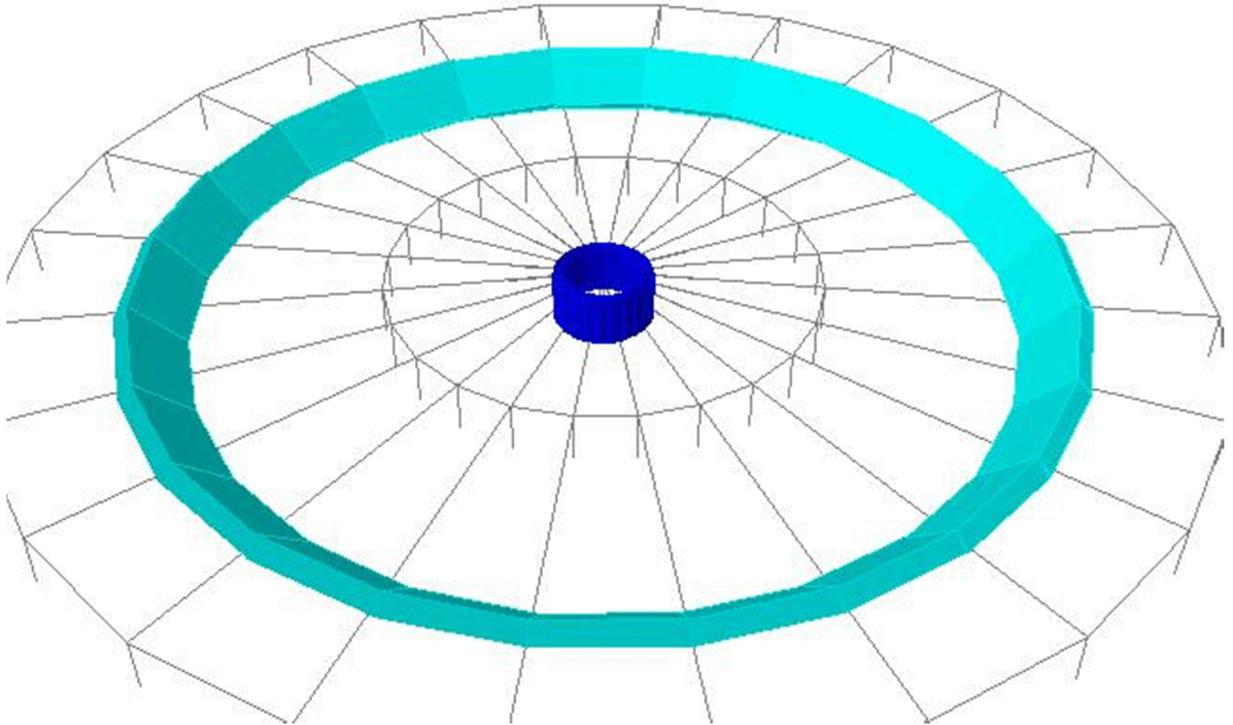


Figure IV-25 : Première couronne.les charges hydrostatiques sont uniformes sur toute la surface de la couronne.

Les charges **G** et **Q** étant définies, on sélectionne l'ensemble des éléments d'une couronne pour être chargés en même temps de la surcharge hydrostatique **Q** correspondant a la hauteur d'eau sur au dessus de la couronne. **G** ne varie pas et reste la même pour tout les éléments de la cuve.

Pour définir le chargement, nous allons effectuer les étapes suivantes :

Assign > Shell/Area loads >Uniform Load.



Figure IV-26 : Introduction du chargement Q.

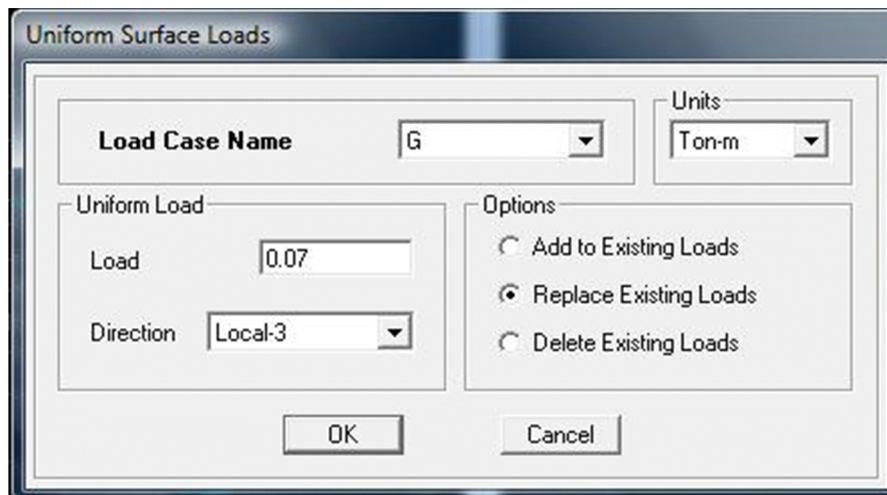


Figure IV-27 : Introduction du chargement G.

6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define> load Combinations >Add New Combo.

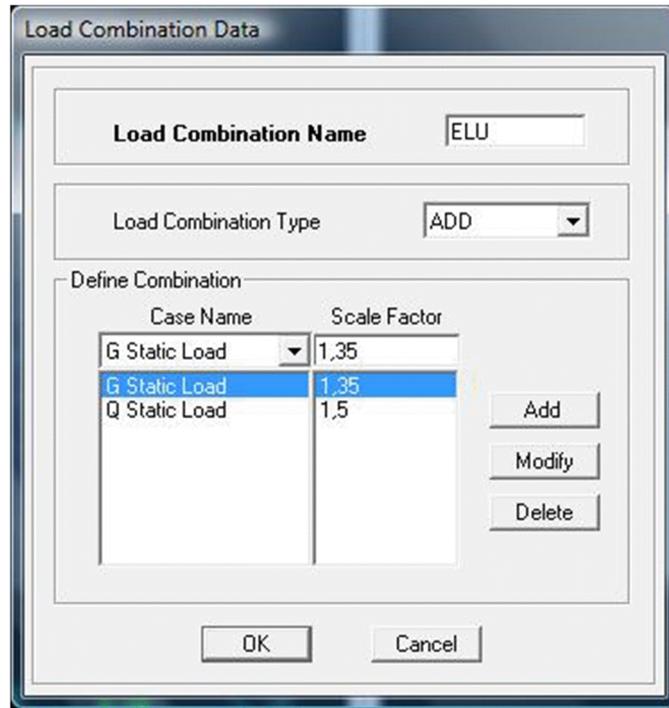


Figure IV-28 : Introduction des coefficients pour G et Q.

La même opération est répétée pour les autres combinaisons d'actions citées si dessus.

7) **7^{ème} étape** : Spécification des conditions aux appuis et les paramètres de prise en compte des différentes masses (mass source).

- **APPUIS :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions d'appuis pour la structure modélisée. Le fut en voile est supposé **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de **la base du fut** puis on procède par :

Assign >Joint/point> Restraints option **fast restraints** puis on sélectionne l'encastrement.



Figure IV-29 : Choix du type d'appuis

- **Mass- Source**

Nous devons maintenant paramétrer ETABS de façon a ce qu'il calcule lui même le poids des éléments constituant la structure en suivant les étapes ci-dessous :

Define> Mass source

. W : poids total de la structure,

Selon le **RPA 99 / VERSION 2003**, W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

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

Dans notre cas le RPA précise que :

$\beta = 1$ pour les archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.

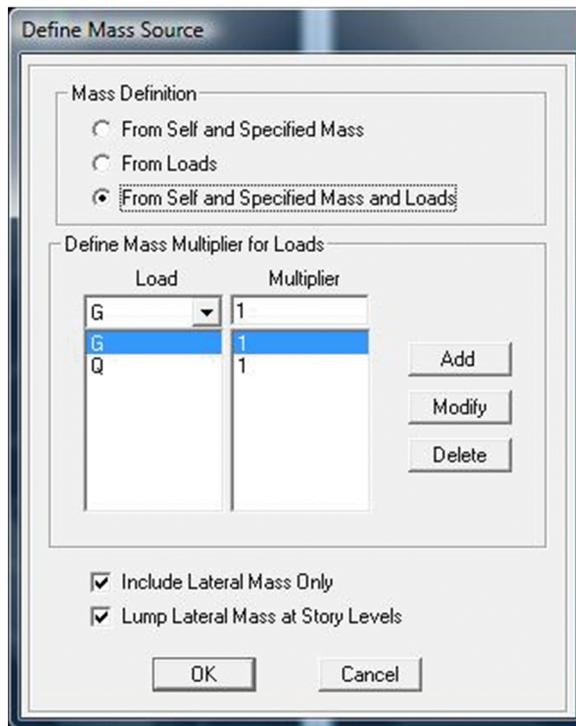


Figure IV-30 : Définition des paramètres et coefficient des masses.

8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

- **Run Analysis.**



Figure IV-31 : Détails des opérations qu'effectue le logiciel en temps réel.

- **Visualisation des résultats**

Les résultats de l'analyse pourront être affichés dans l'onglet **Display**.

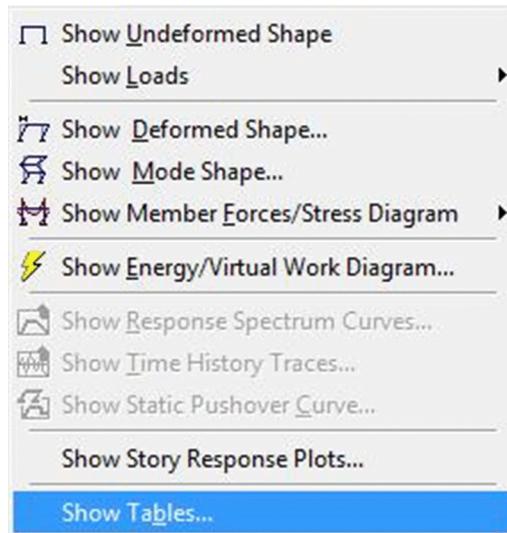


Figure IV-32 : Menu affichage des résultats « display ».

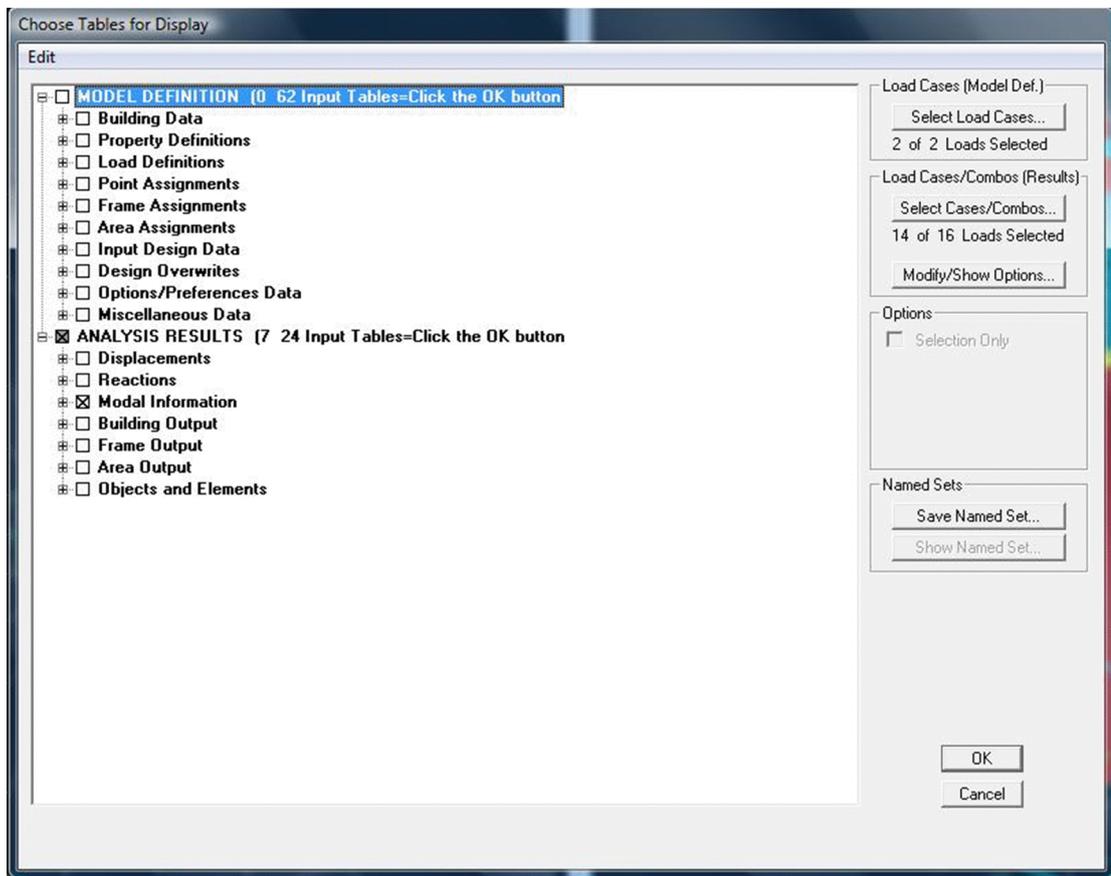


Figure IV-33 : Choix d'affichages des différents résultats sous forme de tableaux.

- Période et participation modale

Dans la fenêtre **display >show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal** ».

- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show > Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un élément ou une partie de la structure et on sélectionne **Show > Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres**

Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display > Show tables

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche

« **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Désignation	Résultats manuels	Résultats numériques
Période	$T_{vide} = 0.401s$	$T_{vide} = 0.4538s$
	$T_{plein} = 0.575s$	$T_{plein} = 0,5466s$
A la base du fut	$M = 178,87 \text{ MN.m}$	$M = 172,273 \text{ MN.m}$
	$V = 5,875 \text{ MN}$	$V = 5,534 \text{ MN}$

➤ **Commentaire**

Les résultats obtenus par le calcul logiciel sont très proche de ceux obtenus par le calcul manuel, en conséquent la structure a bien était modélisée avec un minimum d'erreurs cette différence vient du fait que le programme est beaucoup plus précis que le calcul manuel.

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:fut-voile.LOG

BEGIN ANALYSIS

2013/08/16 11:47:26

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

ELEMENT FORMATION 11:47:26

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 926

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 23

NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 936

EQUATION SOLUTION 11:47:27

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 5472

APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 263

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 1407816
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 10.762 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 5472
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 4
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION = 0
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED = 1

CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE = 0.002962

BEGIN P-DELTA ITERATION 11:47:29

ELEMENT FORMATION 11:47:29

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 23
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 936

EQUATION SOLUTION 11:47:32

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 5472
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 263

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 1407816
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 10.762 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 5472
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 4
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6

NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION = 1

MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED = 1

CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE = 0.002963

RELATIVE DISPLACEMENT CHANGE = 0.000537

RELATIVE DISPLACEMENT TOLERANCE = 0.001000

ITERATION CONVERGED

P - DELTA ITERATION COMPLETE 11:47:34

EIGEN ANALYSIS 11:47:34

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 5472

NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 1804

NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12

NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0

NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 16

RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000

FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12

NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 16

RESPONSE - SPECTRUM ANALYSIS 11:47:40

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED = 1

JOINT OUTPUT 11:47:40

GLOBAL FORCE BALANCE RELATIVE ERRORS

PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
G	1.59E-13	2.27E-13	5.69E-13	0.000482	0.000321	6.34E-09
Q	4.88E-14	1.62E-13	2.38E-12	0.000834	0.043140	3.30E-05
TRIBUTAR	2.25E-13	3.33E-13	1.07E-12	3.00E-05	1.68E-05	1.25E-07
RPA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	2.51E-05	5.08E-05	5.47E-12	0.072871	0.065352	0.000112
2	1.52E-05	2.67E-05	1.70E-11	0.065434	0.072915	7.48E-06
3	1.55E-05	2.05E-05	3.89E-13	0.000728	0.000484	0.002334
4	6.95E-05	0.000295	6.75E-13	0.000699	0.000836	0.000111
5	0.000704	4.84E-05	1.39E-11	0.000828	0.000568	0.000120
6	0.012040	0.010561	2.06E-10	0.004509	0.003754	0.026962
7	0.025001	0.009446	4.13E-11	0.007224	0.001371	0.047201
8	0.005296	0.001760	1.44E-12	0.000533	0.004607	0.004154
9	0.044089	0.041115	5.17E-12	0.005771	0.007456	0.001475
10	0.097585	0.123563	1.04E-11	0.007153	0.006926	0.007402
11	0.019851	0.027431	5.86E-12	0.001774	0.002717	0.003065
12	0.000462	0.000467	9.21E-13	0.001328	2.71E-05	0.000113

SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
RPA	5.18E-05	4.92E-05	1.33E-11	0.072861	0.072844	8.45E-05

ELEMENT JOINT-FORCE OUTPUT 11:47:41

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 926
 NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 23
 NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 936

ELEMENT OUTPUT

11:47:42

ANALYSIS COMPLETE

2013/08/16 11:47:42

IV-7 Définition du comportement non linéaire des voiles

Pour appliquer l'analyse non linéaire, il y a lieu de créer un model équivalent au fut en voile béton armée, car ETABS ne prend pas en compte le calcul non linéaire d'un voile lors du calcul pushover.

D'après l'étude de (**BELKHEIR 2012**), le comportement non linéaire des éléments (**poutres, poteaux**) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l'élément est supposé linéaire élastique.

Le problème se pose pour la **modélisation des voiles**, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation **raffinée** qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005..Etc.), et la modélisation **simplifiée** en utilisant des **modèles macroscopiques** (Laborerie(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.).

Bien que la modélisation des voiles par un modèle **microscopique** permette une description précise de la réponse locale et globale du voile, la complexité des modèles ainsi que les difficultés rencontrées pour l'interprétation des résultats peut remettre en cause l'efficacité et la fiabilité de ces modèles. Une approche de modélisation "simplifiée" n'est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al ,1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basées sur une approche **macroscopique**.

Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisée par un élément "**Poteau-Poutre**" équivalent situé sur l'axe central du voile. Ce modèle se compose

d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides.

Notre approche pour modéliser le fut en voile circulaire est basée sur la mise en place d'un ensemble de poteaux dont la somme des inerties est équivalente à celle du fut conformément au **THEOREME DE HUYGENS**.

Notre choix s'est porté sur la mise en place de poteaux circulaire car la somme des inerties est la même dans n'importe quel sens X-X ou Y-Y. La grille de modélisation d'ETABS telle qu'elle a été pensée au début nous impose un nombre de 24 poteaux de même dimensions.

La détermination du diamètre d'un seul poteau se fera à l'aide des données initiales que nous avons :

$$I_{\text{fut}} = 118.698 \text{m}^4 \qquad N_{\text{pot}} = 24$$

Avec :

- I_{fut} : inertie du fut.
- N_{pot} : nombre de poteaux.
- R : distance entre le centre de gravité du fut et le centre de gravité d'un poteau.
- I_{pot} : inertie revenant a un seul poteau.
- D : diamètre du poteau.
- A : aire d'un poteau

Calcul de I_{pot} :

$$I_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{fut}}}{N_{\text{pot}}} = \frac{118.698}{24} \Rightarrow I_{\text{pot}} = 4.949 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad r = 4.375$$

Énoncé du théorème de HUYGENS :

$$I_{\text{fut}} = N_{\text{pot}} \left[I_{\text{pot}/0} + r^2 (A) \right] \qquad I_{\text{pot}} = I_{\text{pot}/0} + r^2 (A)$$

$$I_{\text{pot}/0} = \frac{\pi}{64} (D)^4 \qquad A = \frac{\pi}{4} (D)^2$$

Application numérique:

$$I_{\text{pot}} = I_{\text{pot}/0} + r^2 (A) \rightarrow I_{\text{pot}} = \frac{\pi}{64} (D)^4 + r^2 \frac{\pi}{4} (D)^2 \rightarrow 4.946 = \frac{\pi}{64} (D)^4 + (4.375)^2 \frac{\pi}{4} (D)^2$$

Après développement, nous obtenons l'équation suivante :

$$\frac{1}{16} (D)^4 + 19,14 (D)^2 - 6.3 = 0$$

Pour faciliter la résolution de l'équation, nous procéderons a un changement de variable de façon a obtenir une équation de second degrés dont la résolution est plus aisée.

$X = D^2$ ce qui donne :

$$\frac{1}{16} (X)^2 + 19,14 (X) - 6.3 = 0 \quad \text{avec} \quad \Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (19.14)^2 - 4 \left(\frac{1}{16} (-6.3) \right) \rightarrow \Delta = 367.915$$

L'équation possède 2 solutions : x_1 et x_2

$$x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 0.33$$

$$x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -0.32$$

Le résultat x_2 est négatif est refusé, donc on prendra en compte $x_1 = 0.33$

$$X = 0.33 \rightarrow D^2 = 0.33 \rightarrow D = 0.574$$

Le diamètre pris en compte sera de **D=0.575 m**.

Verification:

$$I_{\text{fit}} = N_{\text{pot}} (I_{\text{pot}/0} + r^2 (A)) = 24 \left(= \frac{\pi}{64} (D)^4 + r^2 \frac{\pi}{4} (D)^2 \right) = \frac{\pi}{64} (0.574)^4 + 4.375^2 \frac{\pi}{4} (0.574)^2$$

$$I_{\text{fit}} \approx 118.698 \text{m}^4 \text{ correcte.}$$

Après avoir définis les dimensions des poteaux circulaires, nous procéderons à la modification de la structure en remplaçant le fut en voile circulaire par les 24 poteaux calculés précédemment.

Nous procéderons par les étapes suivantes **Define >Frame sections>Add circle** pour ajouter une section circulaire et définir ses paramètres.

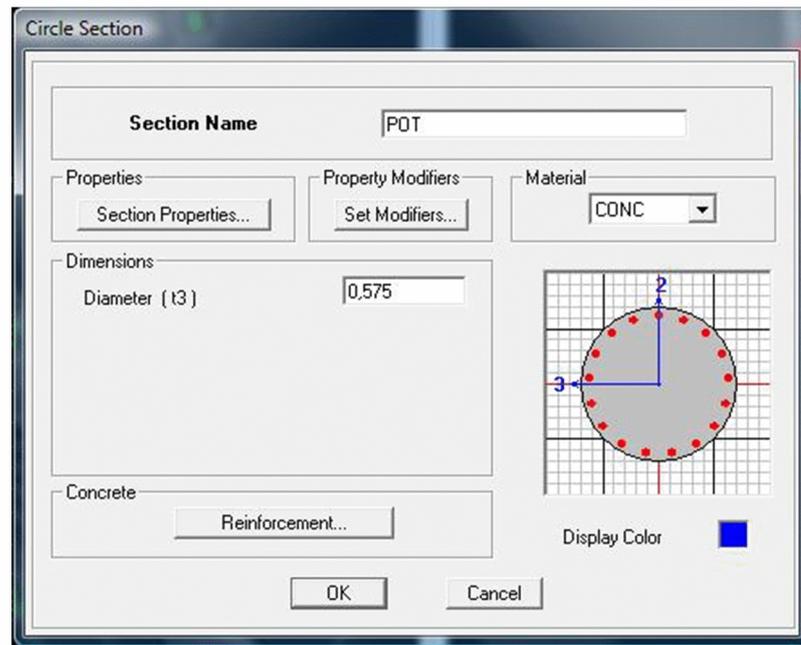


Figure IV-34 : Définition du diamètre du nouveau poteau.

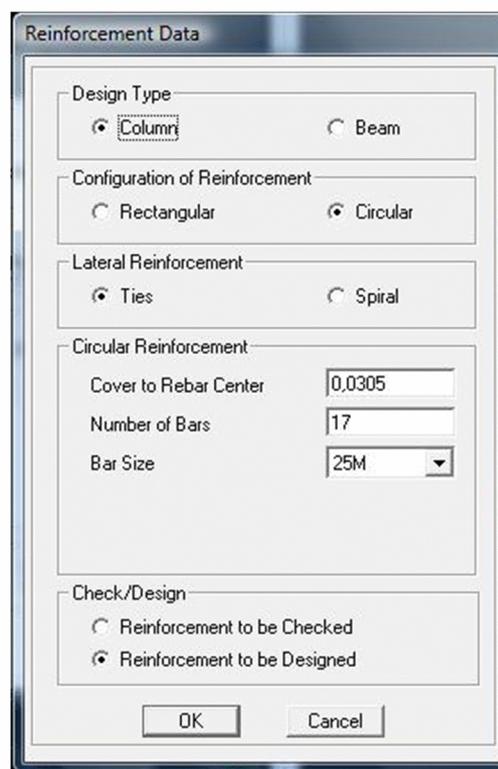


Figure IV-35: Définition de l'élément type poteaux.

Maintenant passons a la définition des poutres permettant de rigidifier la structure. Les dimensions de la poutre on été choisi de façon, une fois mise en place chaque un mètre de hauteur, a se rapprocher le plus du possible de comportement du voile initial.

Define >Frame sections>Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire et définir ses paramètres.

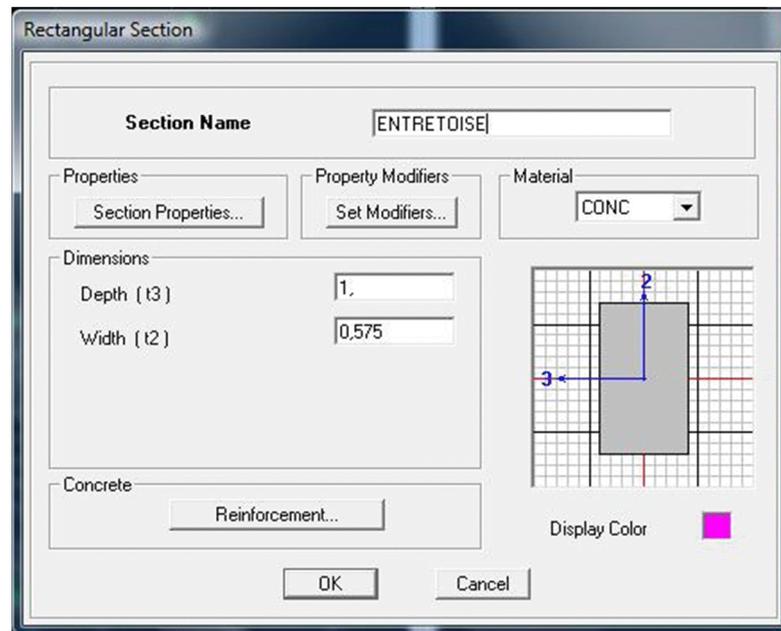


Figure IV-36 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Cependant il ya lieu de noter que ce modèle est une approche simplifiée, ceci implique que certaines caractéristiques du comportement réel des voiles en béton armé sont négligées, mais reste tout de même un modèle équivalent fiable.

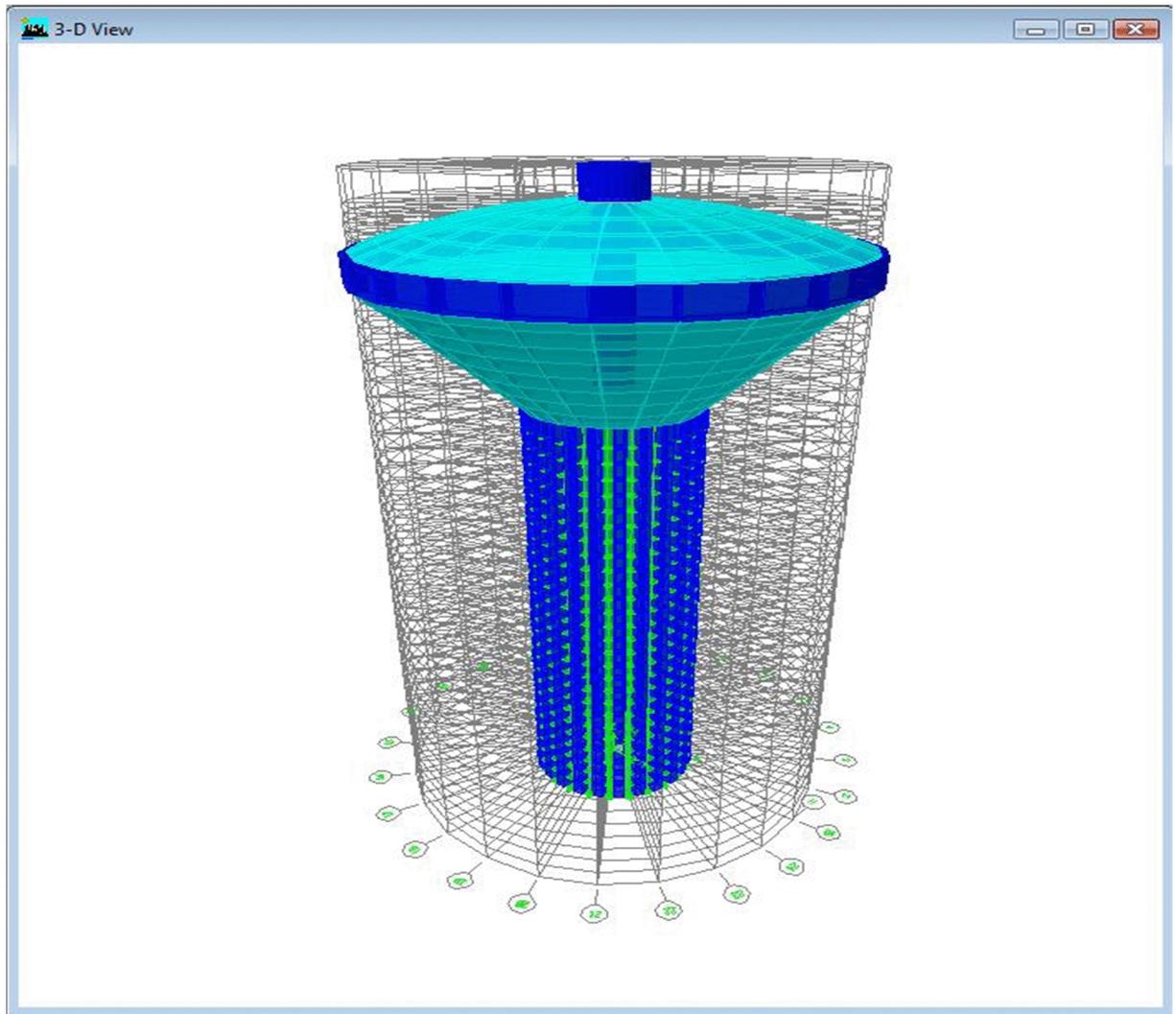


Figure IV-37 : Vue en 3d du fut équivalent en poteaux-poutres.

IV-8 Préparation du calcul Pushover dans ETABS

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui 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. (M. HEMSAS, S.M. ELACHACHI 2007)

Le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode. (FEMA 2000)

Le premier mode est par définition une translation pure. Dans ETABS, le calcul «Pushover» se fait à partir de l'application d'une charge triangulaire sur la structure. En général, deux cas de base sont à prévoir : le Pushover dans la direction X et celui dans la direction Y.

Comme notre ouvrage est circulaire donc les inerties sont les mêmes dans n'importe quel sens, nous aurons à exécuter les calculs que dans un seul sens, le sens X-X.

Selon le type d'analyse qu'on veut faire, la torsion du bâtiment sera bloquée ou non. Pour des études particulières, la possibilité d'empêcher la rotation du bâtiment pourrait effectivement devenir intéressante. Pour se faire, nous effectuerons les étapes suivantes :

Analyze> set analysis option

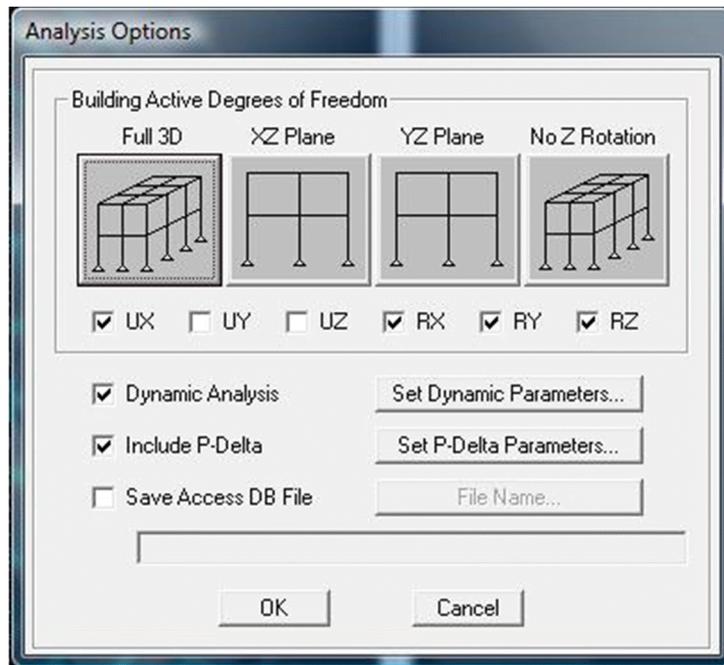


Figure IV-38: Choix du type d'analyse.

Les calculs se développent ensuite à partir d'un point de référence pour lequel le déplacement est contrôlé. De façon générale on choisira un point au dernier étage et le plus proche possible du centre de gravité de la structure. La définition du calcul Pushover se fait donc en deux étapes :

- Définition du Pushover pour les charges gravitaires
- Définition du Pushover pour la direction X

IV-8-1 Pushover charges gravitaires

Il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes (2 steps). La création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition du deuxième cas. En effet, ce dernier utilise comme base de départ les résultats finaux du premier.

Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges permanentes, charges utiles) conformément aux normes du RPA.

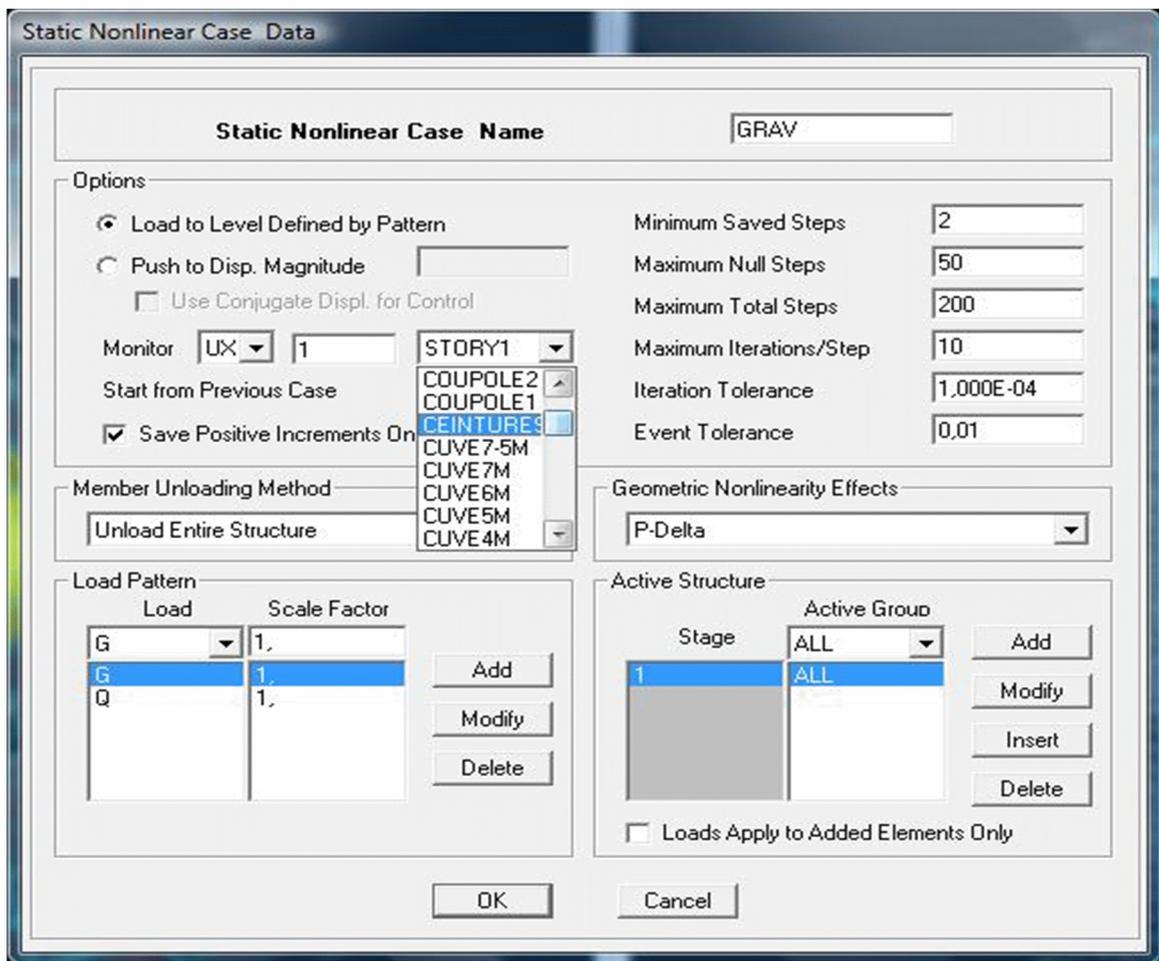


Figure IV-39 : Paramétrage de l'analyse gravitaire « GRAV ».

IV-8-2 Pushover direction X

L'analyse prendra comme point de départ la fin du premier calcul « GRAV ». En cochant la case "Push To Displacement Magnitude", l'analyse est effectuée en mode

« Déplacement contrôlé », le nœud de contrôle est définie dans les cases ‘**Monitor**’, le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l’ouvrage. SAP2000, 1998, *Detailed Tutorial Including Pushover Analysis*, Computers and Structures, Berkeley, California. (BELKHEIR, 2012)

En sélectionnant « **Load Pattern** », on définit le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction XX. (Aknouche, 2008 ; Hemsas, 2010)

Le nombre de pas (step) choisi est, cette fois, plus élevé car on souhaite obtenir un historique précis de la formation des rotules plastiques.

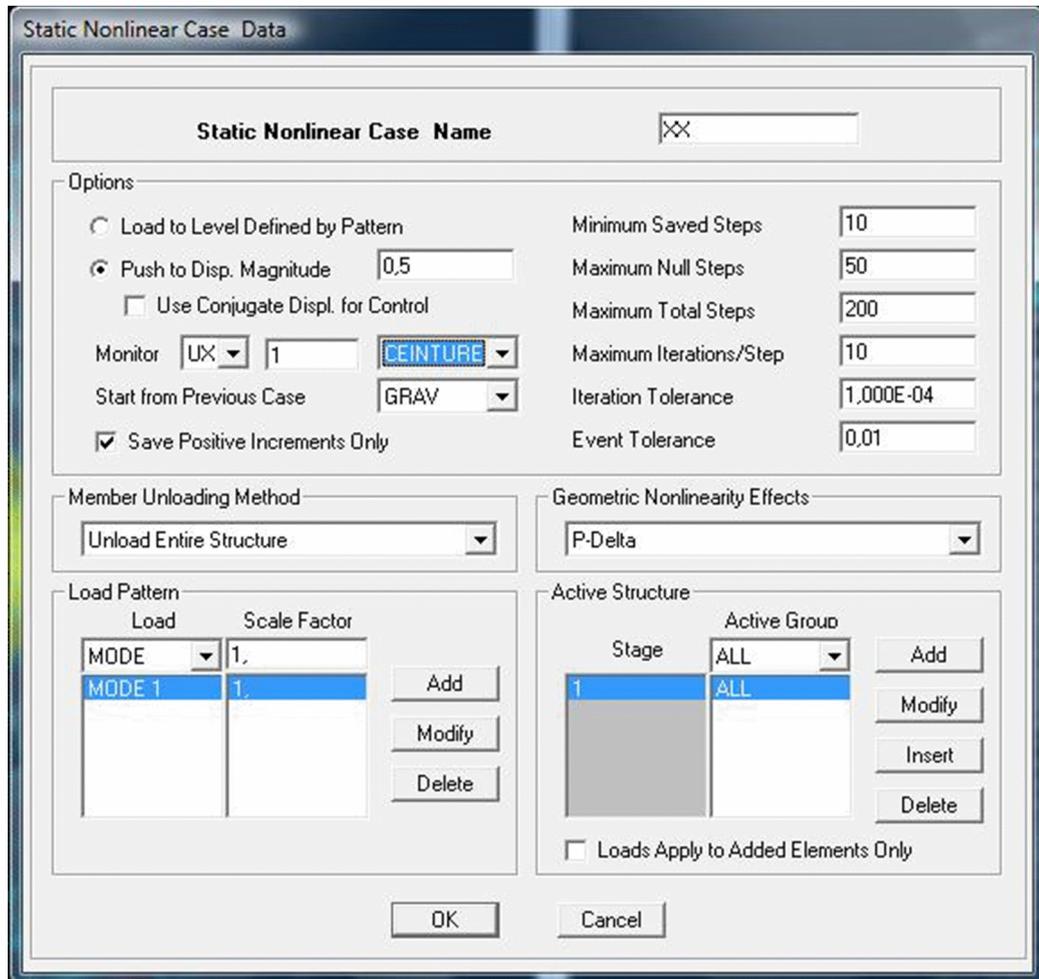


Figure IV-40 : Paramétrage de l’analyse suivant x-x.

IV-8-3 Définition des rotules plastiques

Les rotules de flexion “**Default M3**” et de cisaillement “**Default V2**” sont introduites aux niveaux des zones nodales des **poutres** comme suit :

Sélection des poutres >Assign> Frame/Line >Frame Non Linear Hinges. Dans la fenêtre qui apparait (**Figure IV-II-37**), pour chaque de type de rotule choisie « **Hinge Property** », on introduit dans la case « **Relative Distance** » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

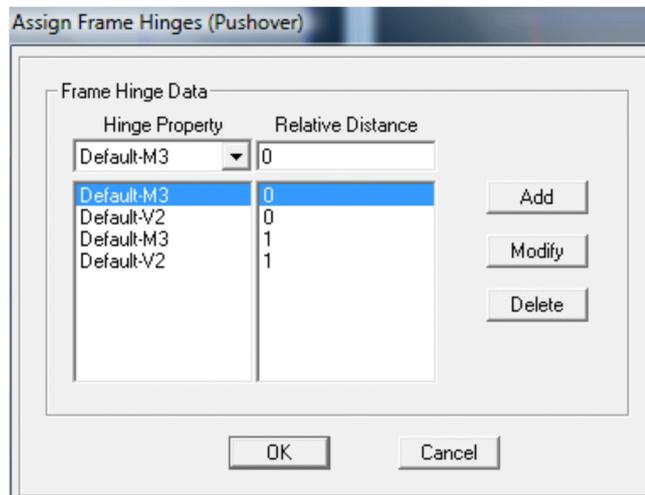


Figure IV-41 : introduction des propriétés des rotules plastiques pour les éléments poutres

Pour ce qui est des **poteaux**, on introduit des rotules de cisaillement “**V3**” et “**V2**”, et des rotules de type “**Default PMM**” qui tiennent compte de l’interaction (effort normal-moment). Dans la fenêtre qui apparait (**Figure IV-II-38**), pour chaque de type de rotule choisie “**Hinge Property**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

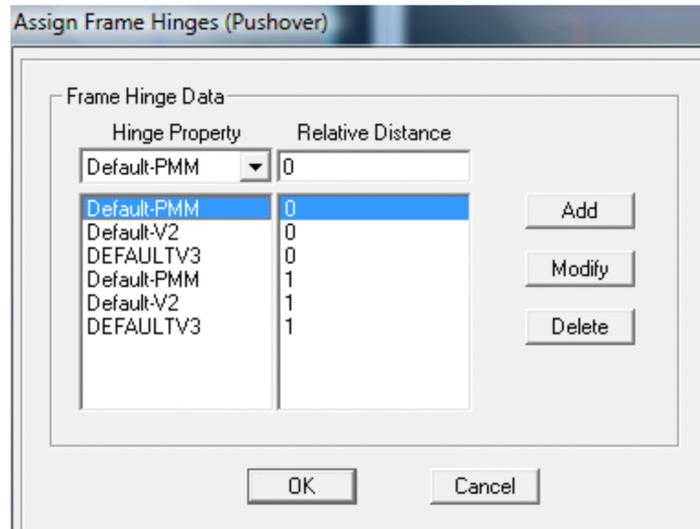


Figure IV-42 : introduction des propriétés des rotules plastiques pour les éléments poteaux

➤ **En résumé**

On introduit dans les zones nodales des poutres et des poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel :

- **Poutres** : Rotules de flexion (**Default M3**), cisaillement (**Default V2**)
- **Poteaux** : Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**DefaultV2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default V3**). **Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :**

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur : **Analyse> Run Static Non Linear Analysis**. Pour visualiser la courbe de capacité ; **Display>Show Static Pushover Curve**. Et on a le choix de faire apparaitre les résultats sous forme « Base shear vs monitored displacement » ou sous forme « capacity spectrum ».

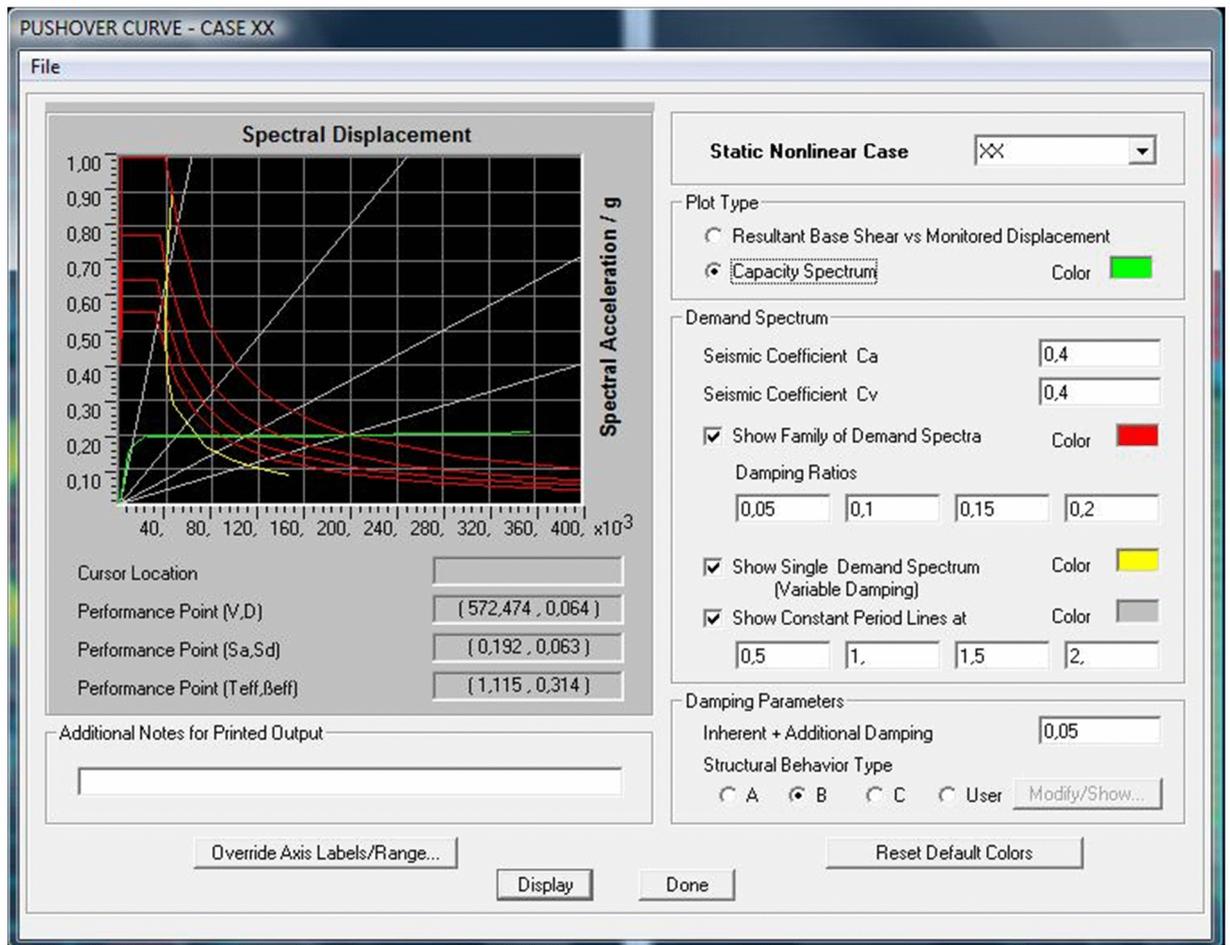


Figure IV-43 : Résultat de l'analyse pushover.

En cliquant sur « **Capacity spectrum** », la courbe de capacité est donnée dans le format **(Sa ; Sd)**.

Pour afficher les données et résultats sous forme de tableau on clique sur g **File>Display tables**.

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*ø
0	0,450	0,050	0,000	0,000	0,045	0,889	1,000	1,000
1	0,450	0,050	6,108E-03	0,121	0,045	0,889	0,904	1,057
2	0,486	0,097	9,076E-03	0,155	0,040	0,687	0,909	1,056
3	0,556	0,167	0,014	0,176	0,039	0,504	0,913	1,056
4	0,657	0,225	0,021	0,194	0,041	0,381	0,916	1,055
5	0,677	0,233	0,022	0,196	0,042	0,365	0,917	1,055
6	0,692	0,240	0,023	0,196	0,042	0,353	0,923	1,056
7	0,806	0,277	0,031	0,191	0,046	0,285	0,949	1,056
8	1,344	0,342	0,086	0,192	0,075	0,167	0,967	1,036
9	1,710	0,352	0,142	0,195	0,095	0,131	0,964	1,032
10	2,074	0,354	0,212	0,199	0,115	0,108	0,961	1,032
11	2,291	0,353	0,262	0,201	0,127	0,098	0,958	1,033
12	2,520	0,352	0,321	0,204	0,140	0,089	0,956	1,034
13	2,645	0,351	0,357	0,205	0,147	0,085	0,955	1,034

Figure IV- 44 : Donnés et résultat de l'analyse pushover.

Tableau IV-5 : résultats de l'analyse pushover ($S_d(C)$ - $S_a(C)$)

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
0	0	0
1	0.006108	0.121
2	0.009076	0.155
3	0.014	0.176
4	0.021	0.194
5	0.022	0.196
6	0.023	0.196
7	0.031	0.191
8	0.086	0.192
9	0.142	0.195
10	0.212	0.199
11	0.262	0.201
12	0.321	0.204
13	0.357	0.205

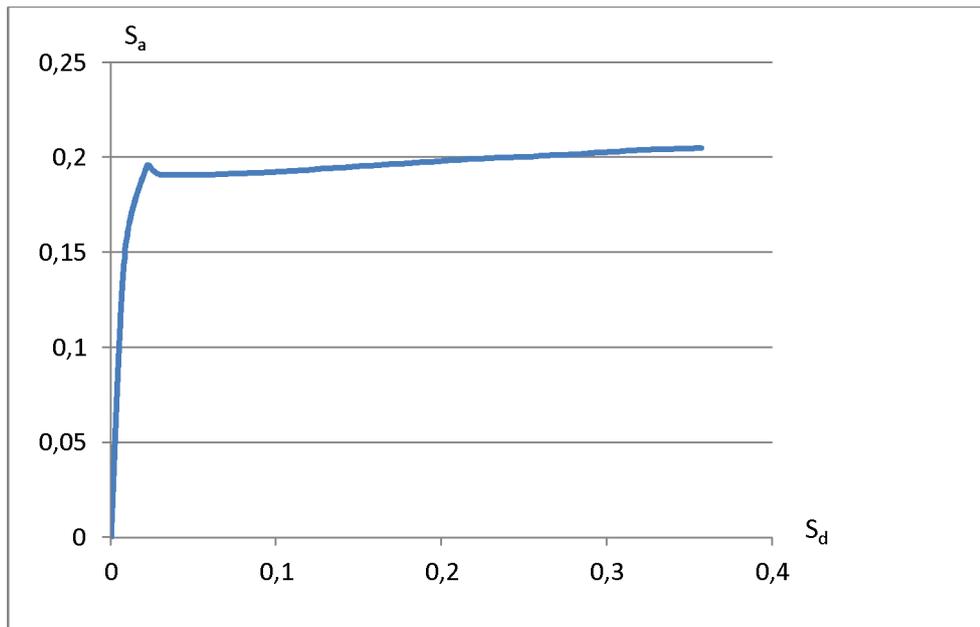


Figure IV-45 : courbe pushover

IV-9 Conclusion

Les résultats obtenus après l'analyse non linéaire exécuté a l'aide du logiciel ETABS seront exploités lors du chapitre suivant (chapitre V : Interprétation des résultats)

Chapitre V

Interprétation des résultats

Introduction

Durant ce chapitre, Nous aurons à détailler les différentes étapes citées et expliquées précédemment (chapitre III) de la procédure non itérative en exploitant les données extraites d'ETABS.

Une fois que nous avons obtenus les résultats souhaités, nous procéderons à la discussion et interprétation de ce derniers pour situer le niveau de performance globale de la structure et si celle-ci est correctement dimensionnée, que le système de contreventement est adapté a la zone d'implantation qui est fortement sismique.

V-1 Procédure non itérative

Pour mieux montrer l'importance du paramètre d'amortissement effectif (qui correspond à l'énergie dissipée par la structure), il y a lieu l'utiliser en ordonnée dans un diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$). (KAHIL, 2008)

La procédure non itérative est basée sur le développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande et la capacité.

V-1-1 Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)

- La demande spectrale

Le diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande sismique :

Tableau V-1 : Valeurs de ξ_{eff} en fonction des points S_{di} considérer

S_d (m)	ξ_{eff} (%)
0.018	35
0.02	30
0.027	25
0.037	20
0.053	15
0.09	10
0.14	7
0.193	5

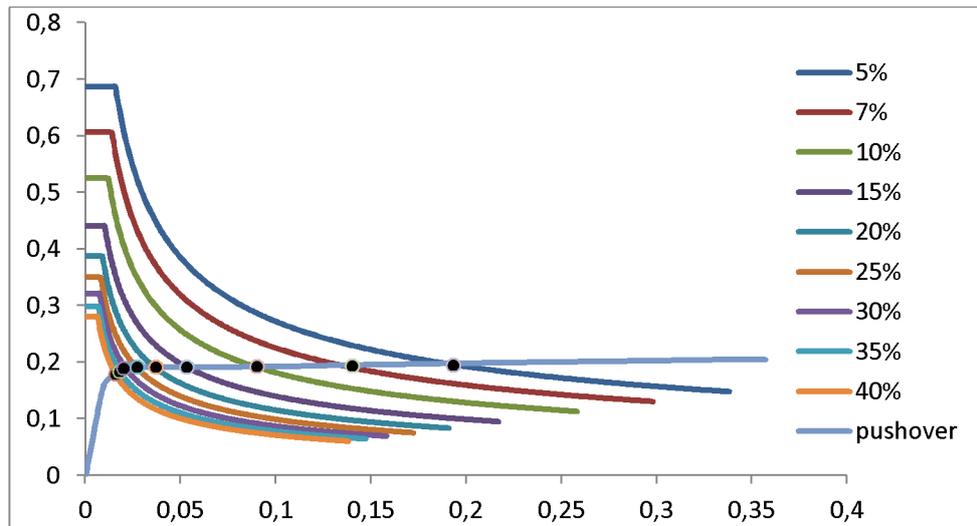


Figure V-1 : représentation de l'intersection du spectre de capacité et les branche d'une famille de spectres demande réduits

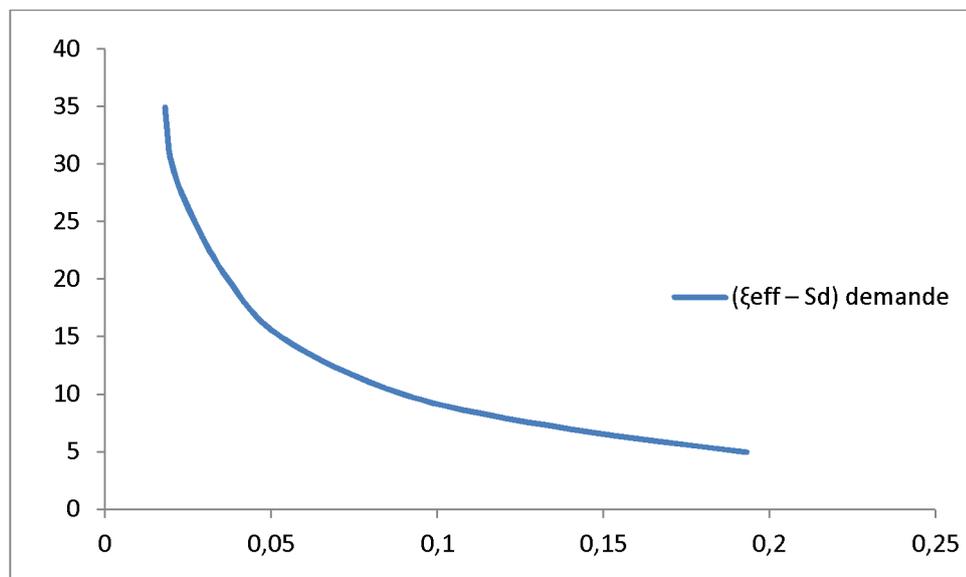


Figure V-2 : Diagramme $(\xi_{eff} - S_d)$ de la demande sismique.

V-1-2 La capacité sismique

- Représentation bilinéaire de la capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité doit nécessairement être développée pour définir le point (A) de coordonnée (S_{ay}, S_{dy}) limite élastique et le point (B) de coordonnée (S_{du}, S_{au}) limite ultime.

Tableau V-2 : Coordonnée des points A et B de la courbe bilinéaire

Points	S _d (C) (m)	S _a (C) (m/s ²)
O	0	0
A	0.011	0.18785809
B	0.357	0.205

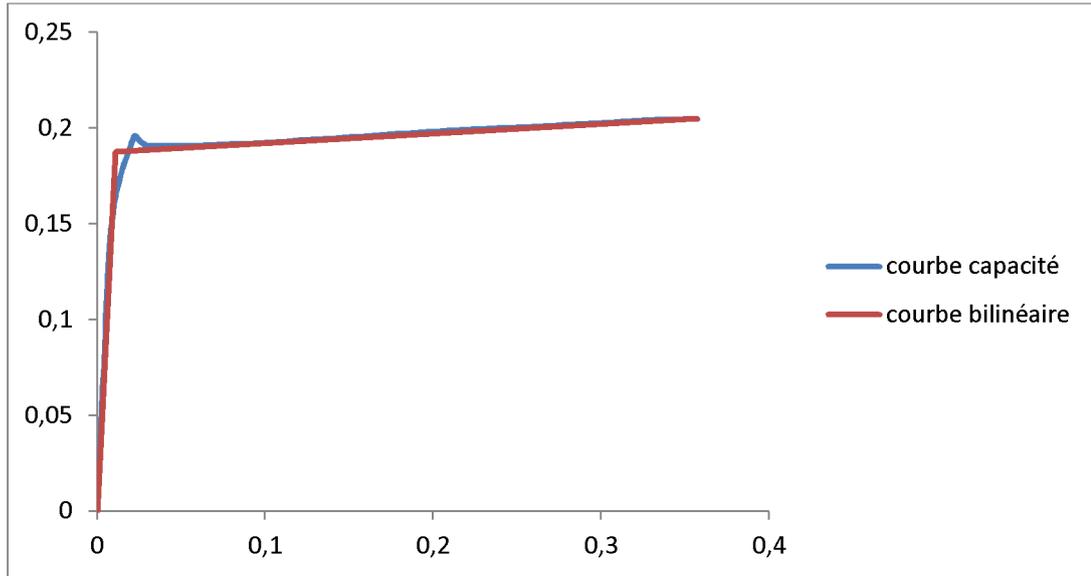


Figure V-3 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (S_{ai}, S_{di}) sous forme d'amortissement effectif (figure III.5) est donnée par la formule (III.6) [26]

$$\xi_{\text{eff}}(\%) = 5 + 63.7K \left(\frac{S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}}{S_{api} \cdot S_{dpi}} \right)$$

Avec :

- K : coefficient de capacité de dissipation d'énergie
- S_{ay}, S_{dy} : limites élastique en accélérations et en déplacements respectivement.
- S_{api} ; S_{dpi} : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

Tableau V-3 : Valeurs de $\xi_{\text{eff}}(\%)$ en fonction de (S_{ay}, S_{dy}), (S_{api}, S_{dpi})

$\xi_{\text{eff}}(\%)$	S _d (C) (m)
5	0
5	0.006108
17.0210188	0.009076

23.9721442	0.014
24.5665985	0.016
25.4944028	0.018
31.8327775	0.023
41.299367	0.031
42.8097536	0.086
43.0749472	0.142
43.0966674	0.212
42.8394175	0.262
42.7951818	0.321

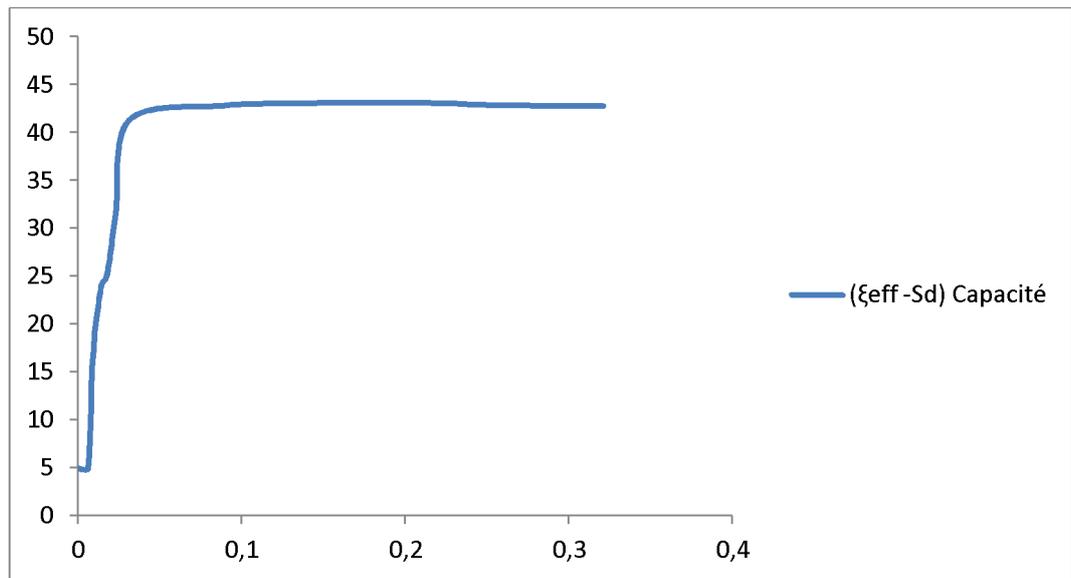


Figure V-4 : diagramme de $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la courbe de capacité.

V-1-3 Détermination du point de performance $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$

La détermination du point de performance se fera par la superposition des courbes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la demande et de la capacité leur intersection nous donne directement les coordonnées du point de performance.

Tableau V-4 : coordonnées du point de performance

S_d (m)	ξ_{eff} (%)
0.021	29

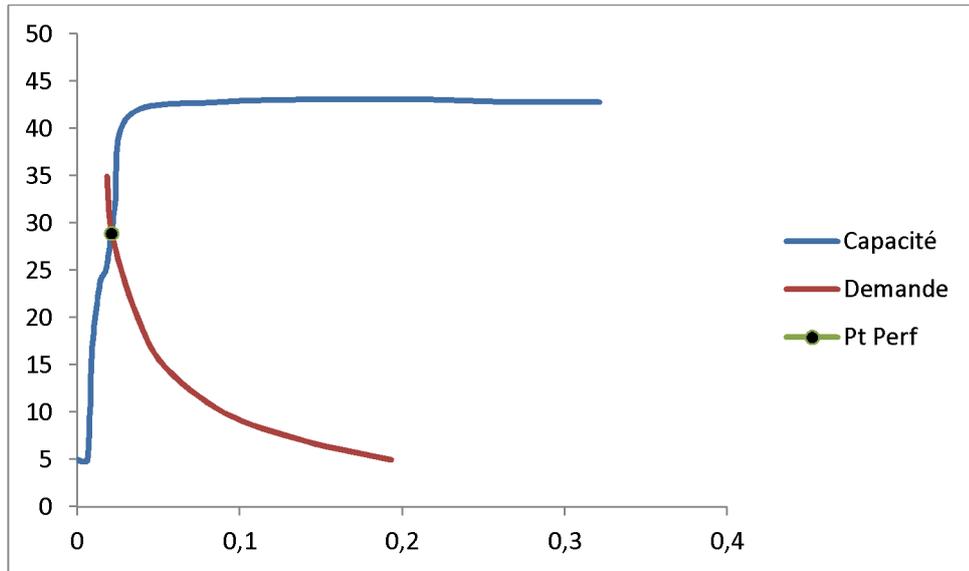


Figure V-5 : Superposition des diagrammes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$.

Point de performance en coordonnées $(S_a - S_d)$ sont donnée dans le tableau suivant

Tableau V-5 : coordonnées du point de performance

point de performance	
sd	sa
0,021	0,195

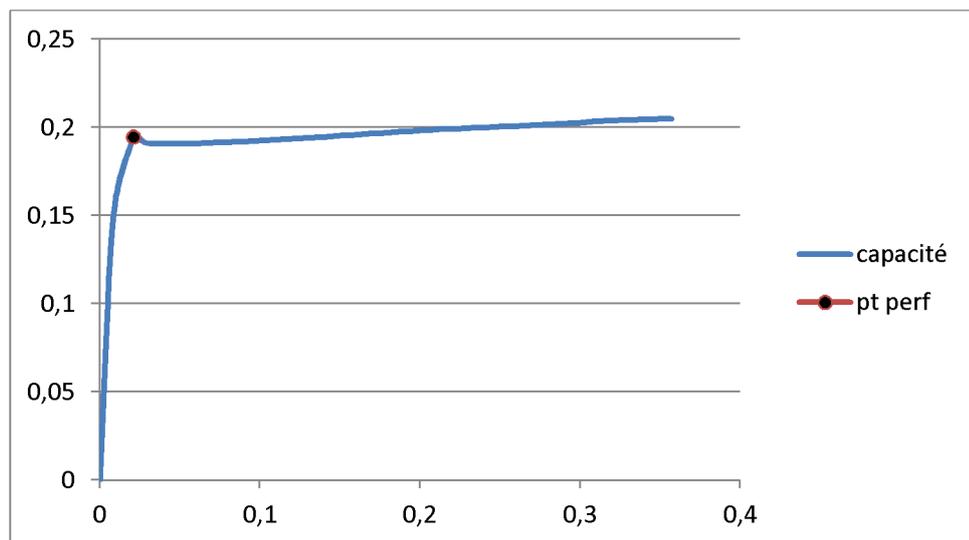


Figure V-6 : Détermination du point de performance en coordonnées (S_d, S_a)

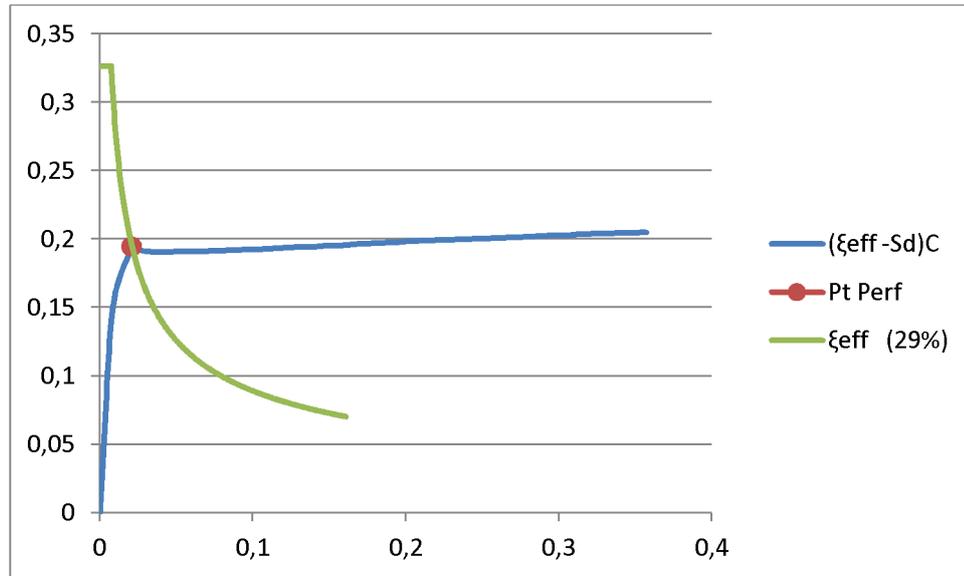


Figure V-7 : Intersection de la courbe ξ_{eff} (29%) avec la courbe de capacité au point de performance.

Les coordonnées du point (A) de coordonnée (S_{ay} , S_{dy}) limite élastique sont

Points	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
A	0.011	0.18785809

On remarque que le point de performance est au-delà de la limite élastique.

V-2 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique

Comme définit précédemment (chapitre III), le logiciel ETABS est basé sur les normes américaines. Le code FEMA [6] définit trois critères d'acceptation en fonction des niveaux de déformation (déplacements, contraintes, ou rotations) de la rotule plastique. Ils sont utilisés pour indiquer l'état de la rotule plastique lors de la visualisation des résultats de l'analyse, et qui sont désignés par **IO**, **LS** et **CP** (figure). (Ankik 2012)

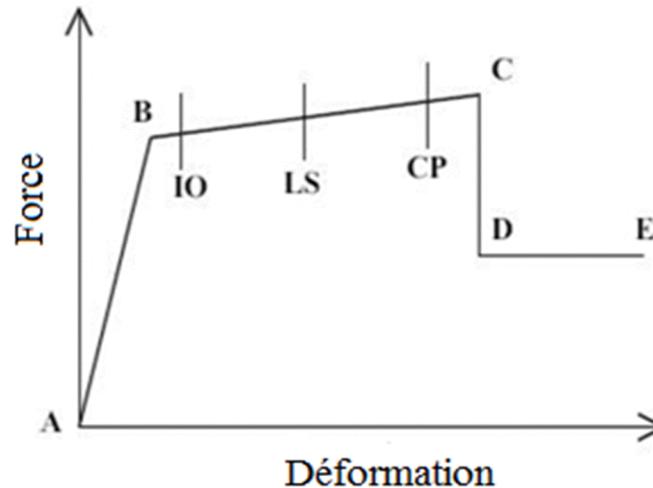


Figure V-8 : Courbe Force – Déformation et critères d'acceptation d'une rotule

- Au niveau **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.
- le **point C** (Segment C-D) correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance).

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (**Point E**) correspondant à la ruine de la section.

Les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques sont donnés dans le code (**FEMA 2000**).

ETABS possède une échelle colorimétrique qui définit le degré de déformation de la rotule plastique.



Figure V-9 : Palette de couleur des rotules plastiques.

Le point de performance correspond à l'étape 4 (step 4) de la poussée progressive

point de performance (step4)	
Sd	Sa
0,021	0,195

Les figures suivantes illustrent les degrés de déformation des rotules sur différentes étapes.

- Step 4 qui correspond au point de performance

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
4	0,021	0,195

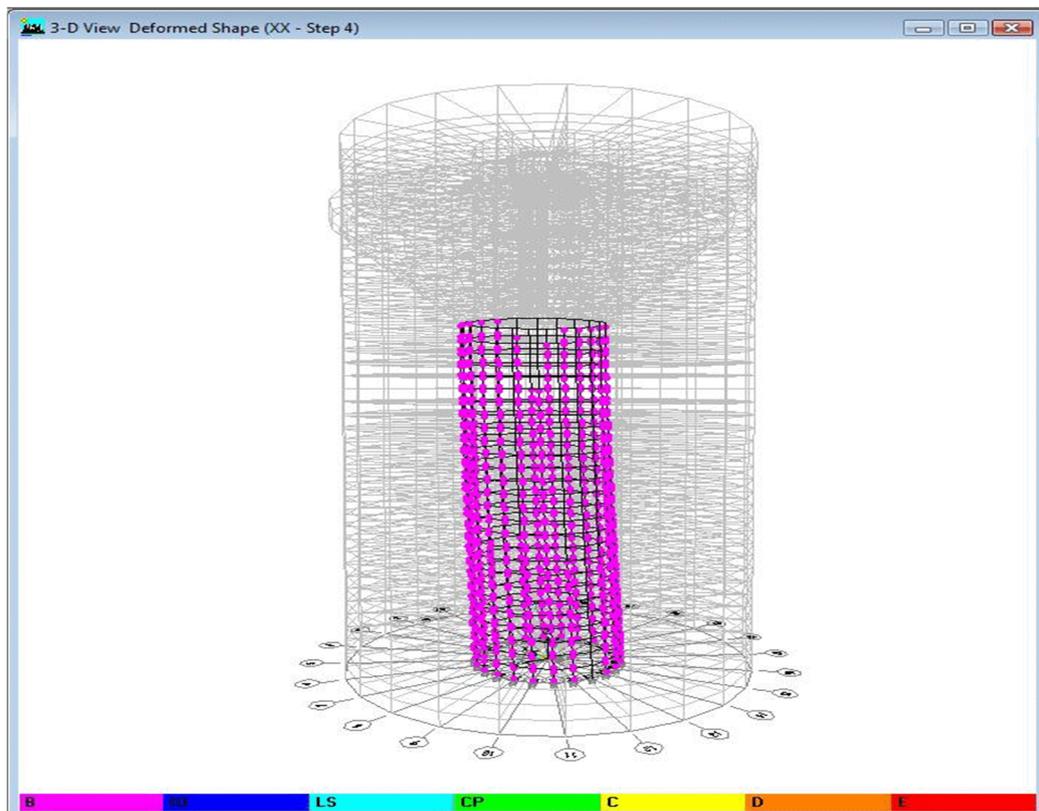


Figure V-10 : Vue en 3D des rotules plastiques de type B à l'étape 4.

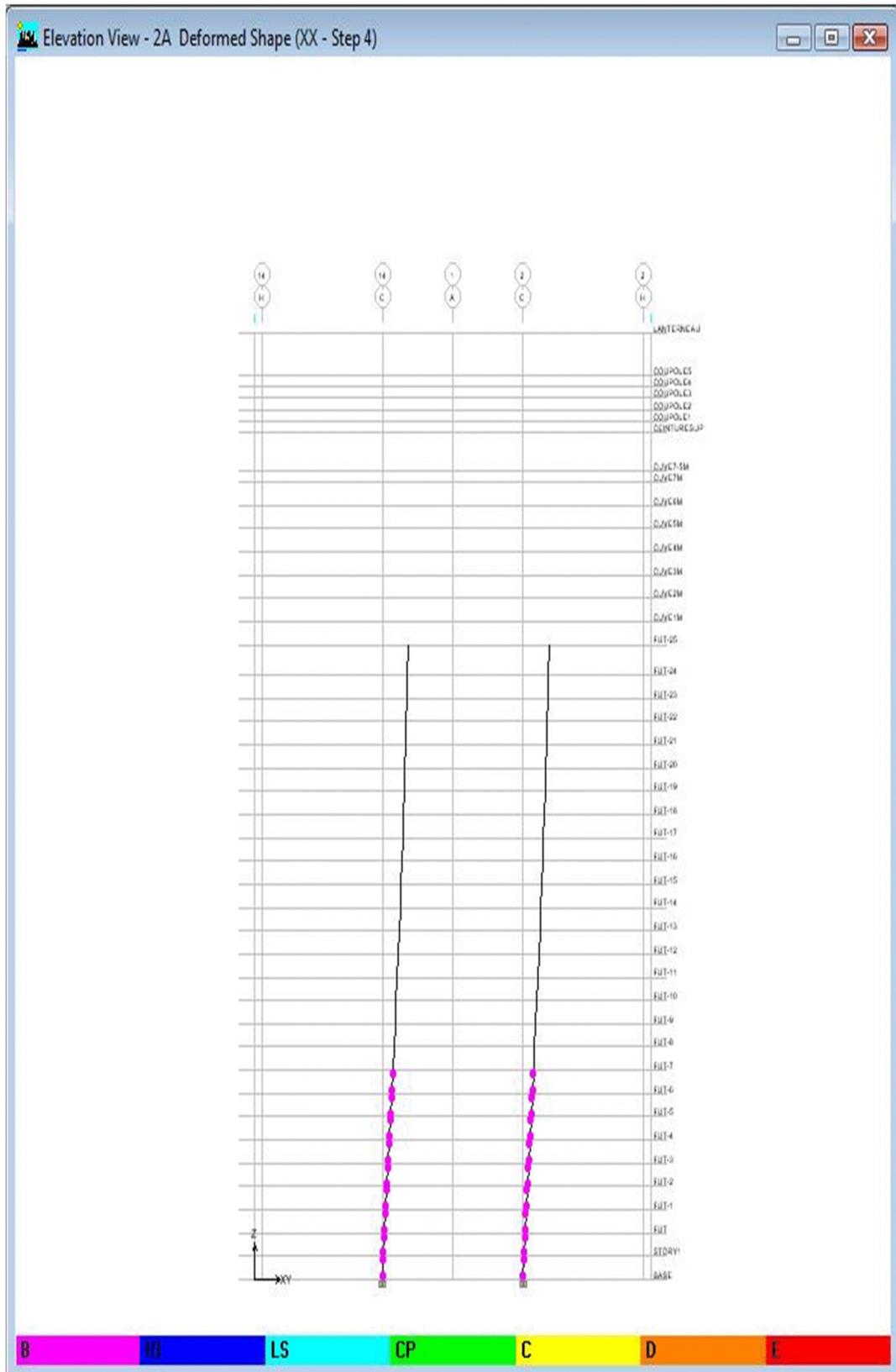


Figure V-11 : Vue en 2D des rotules plastiques de type B a l'étape 4

- **Step 09** : apparition du niveau de déformation des rotules **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
09	0,142	0,195

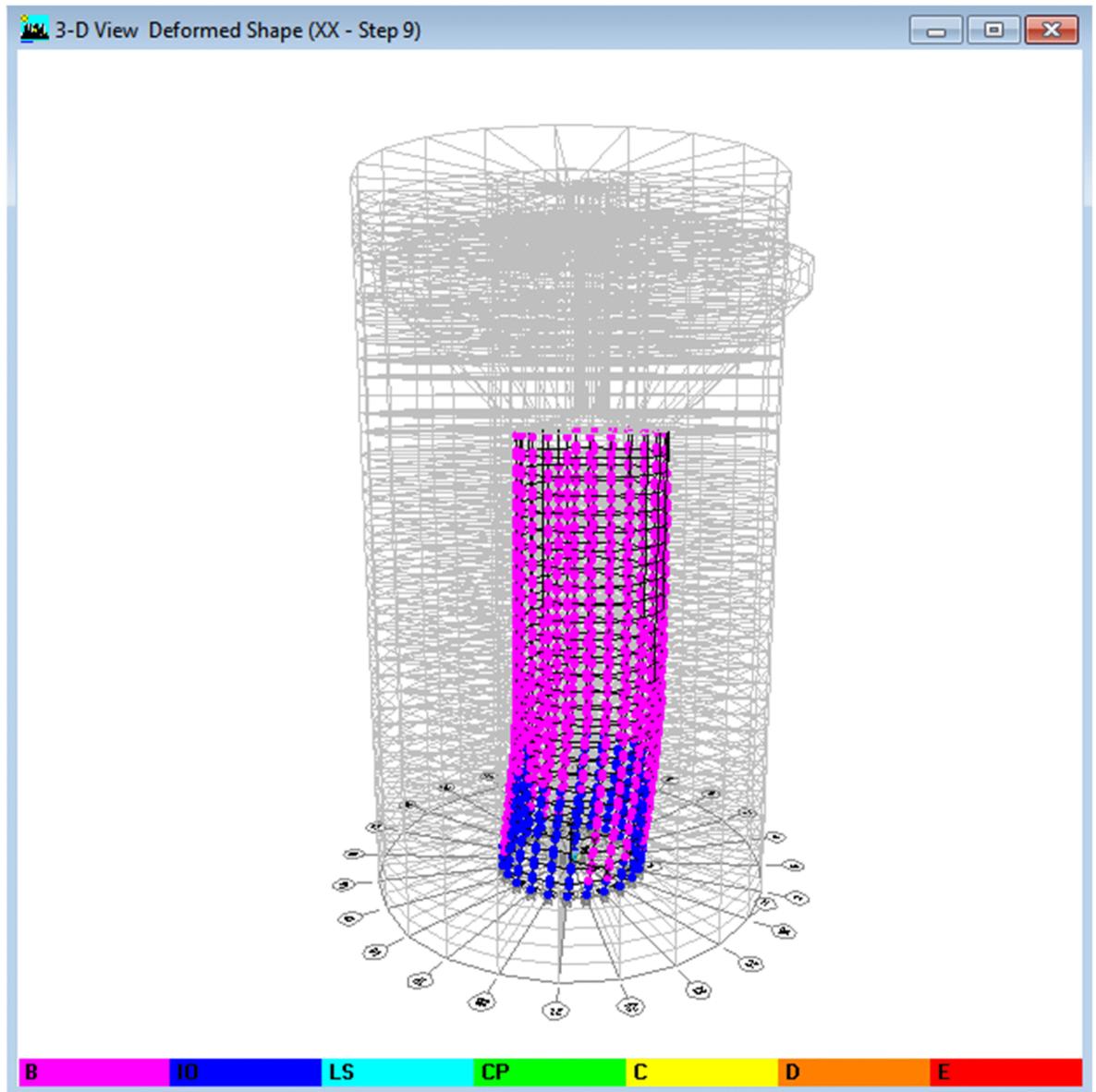


Figure V-12 : Vue en 3D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

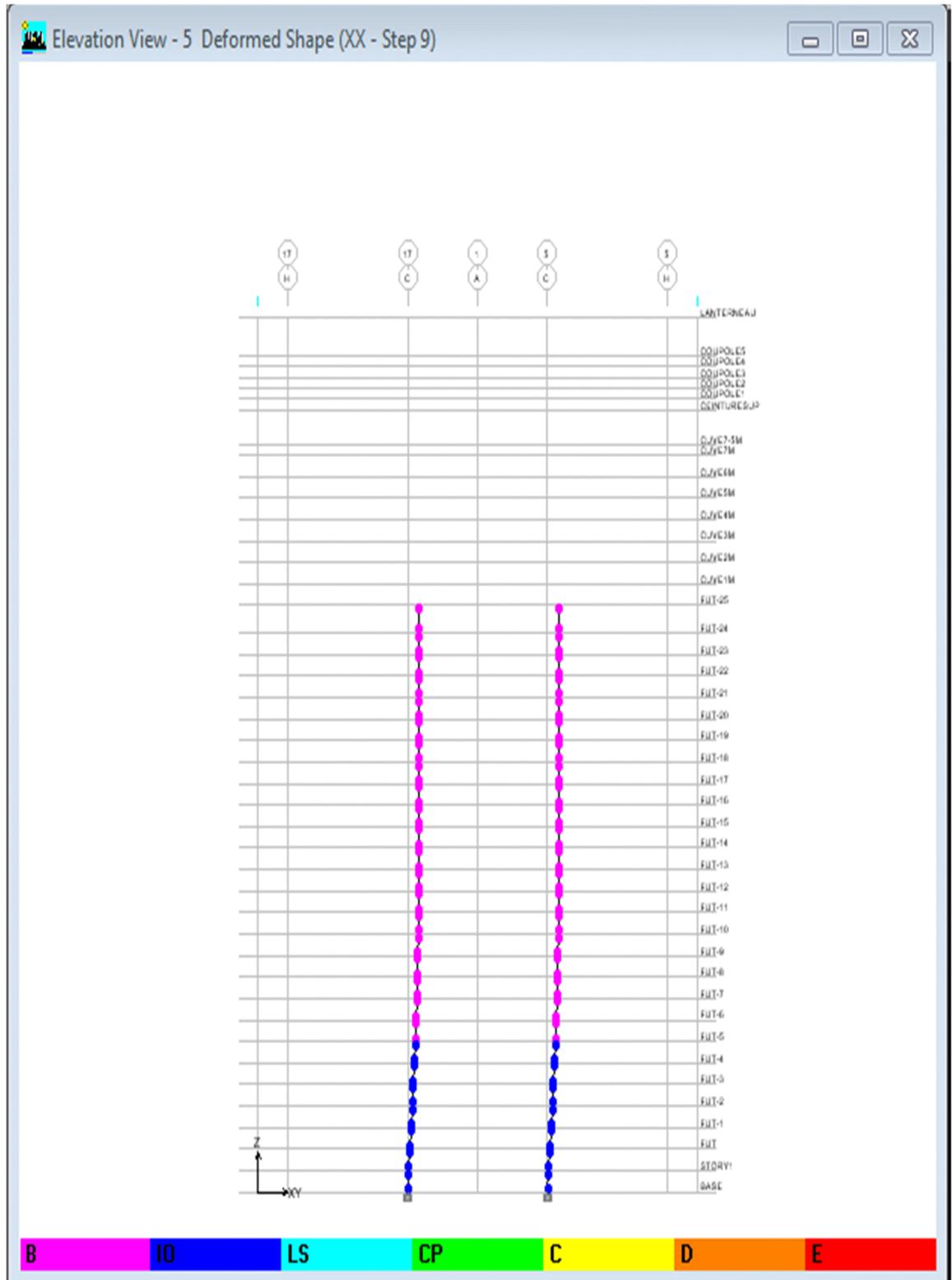


Figure V-13 : Vue en 2D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

- **Step 10** : apparition du niveau de déformation des rotules **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
10	0,212	0,199

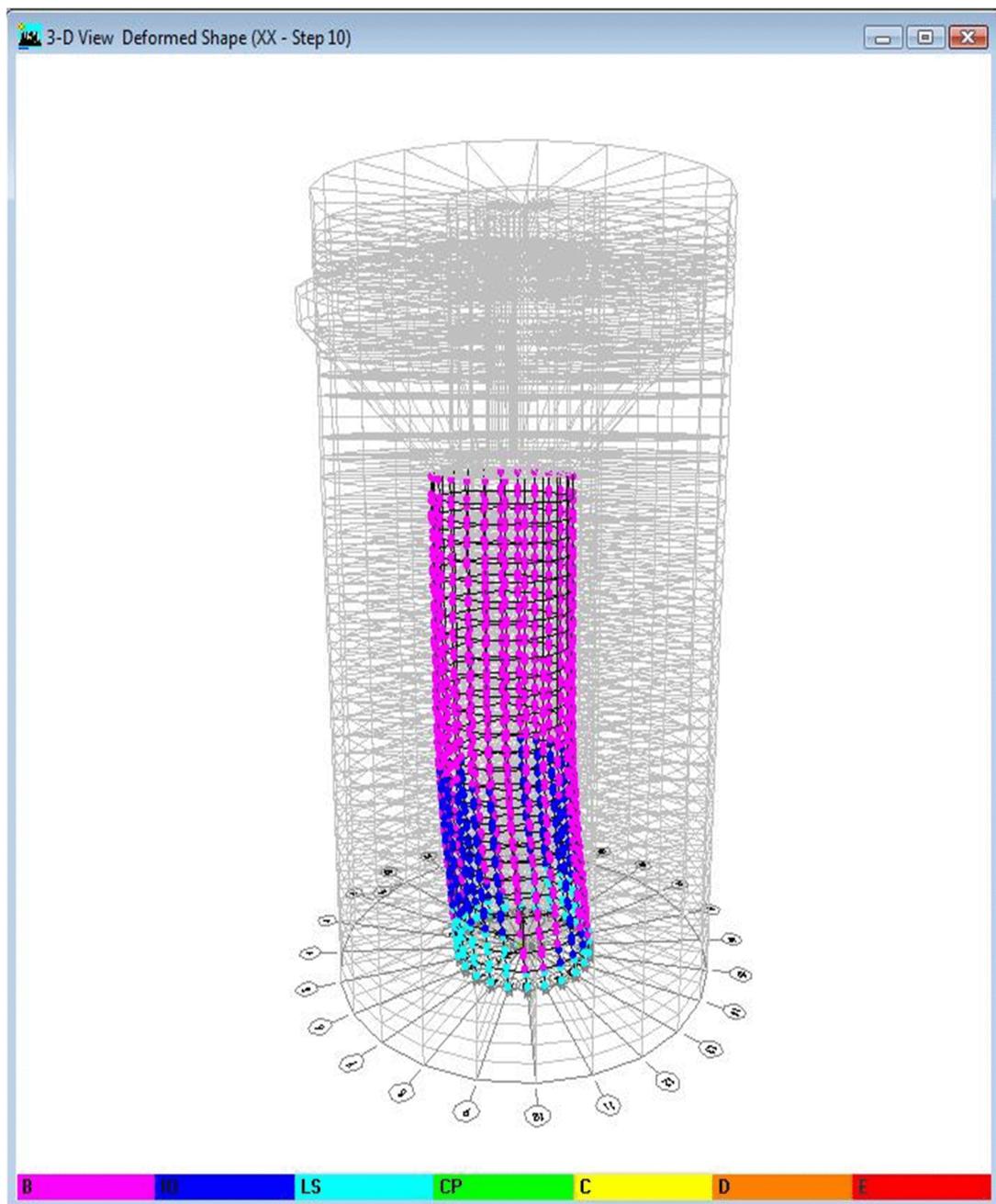


Figure V-14 : Vue en 3D des rotules plastiques de type LS a l'étape 10.

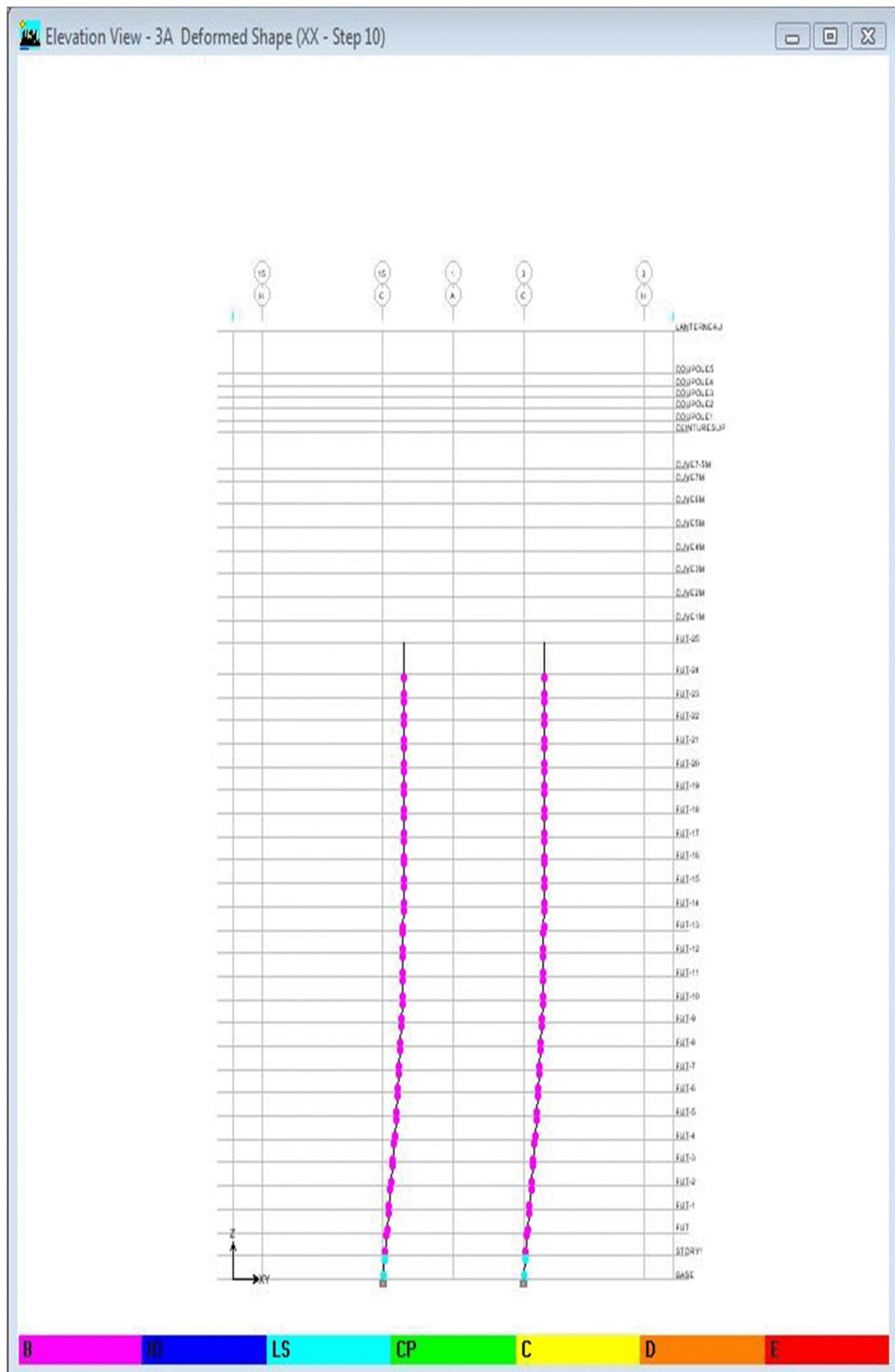


Figure V-15 : Vue en 2D des rotules plastiques de type LS a l'étape 10.

- **Step 12 :** Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
12	0,321	0,204

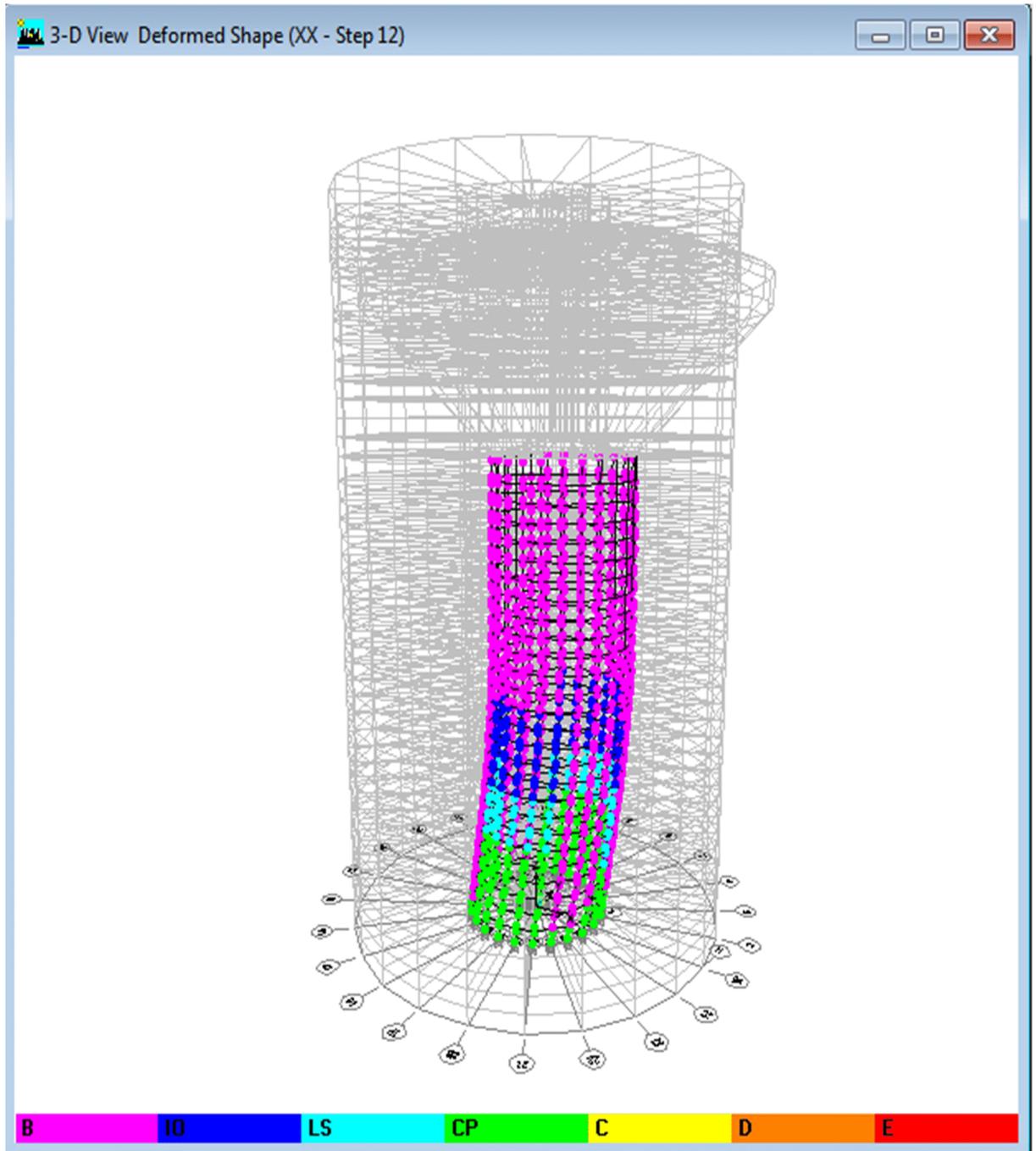


Figure V-16 : Vue en 3D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

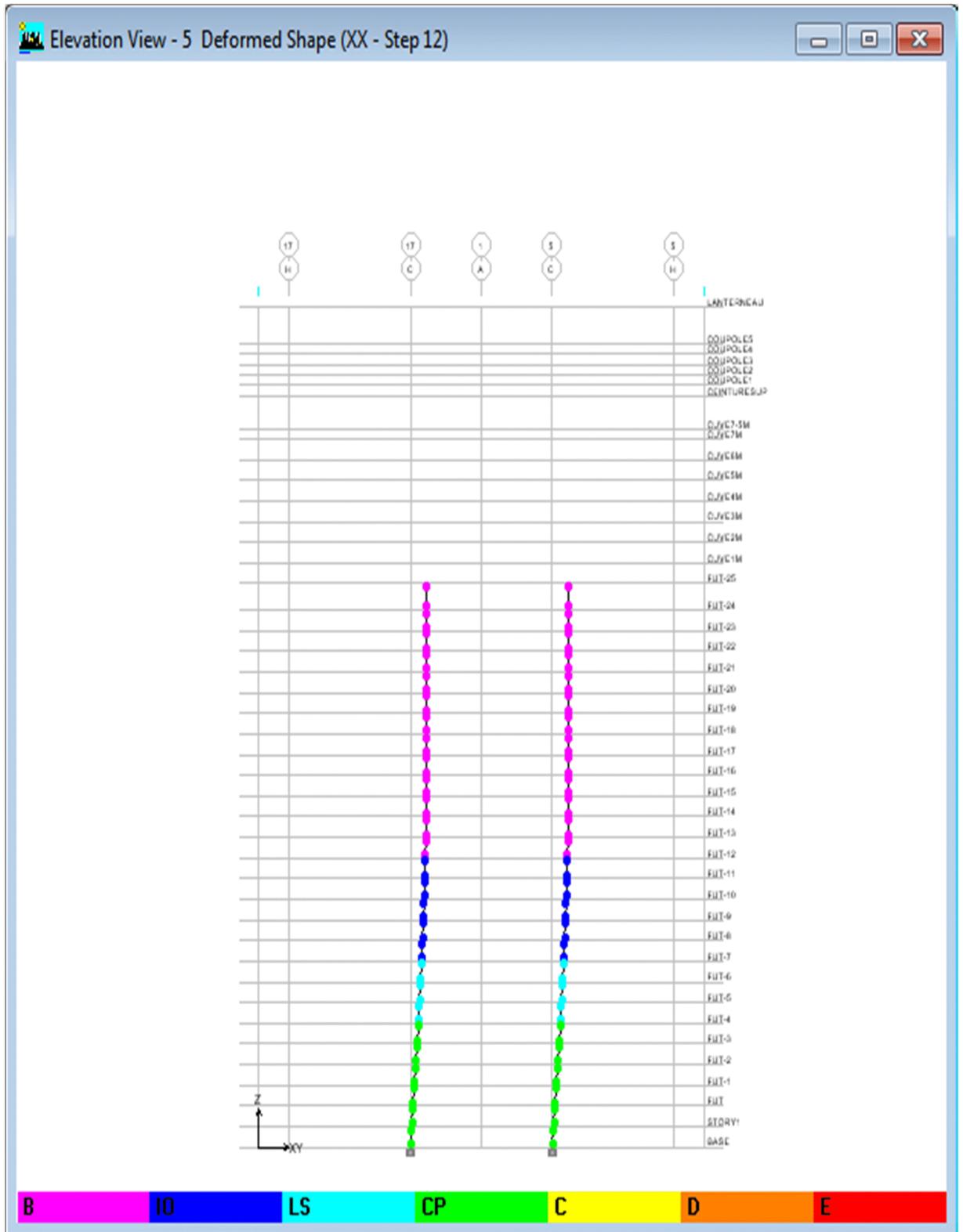


Figure V-17 : Vue en 2D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

- **Step 13** : l'état des les rotules correspondent au **point C** qui marque le début la phase de dégradation des sections de la structure (chute de résistance).

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
13	0,357	0,205

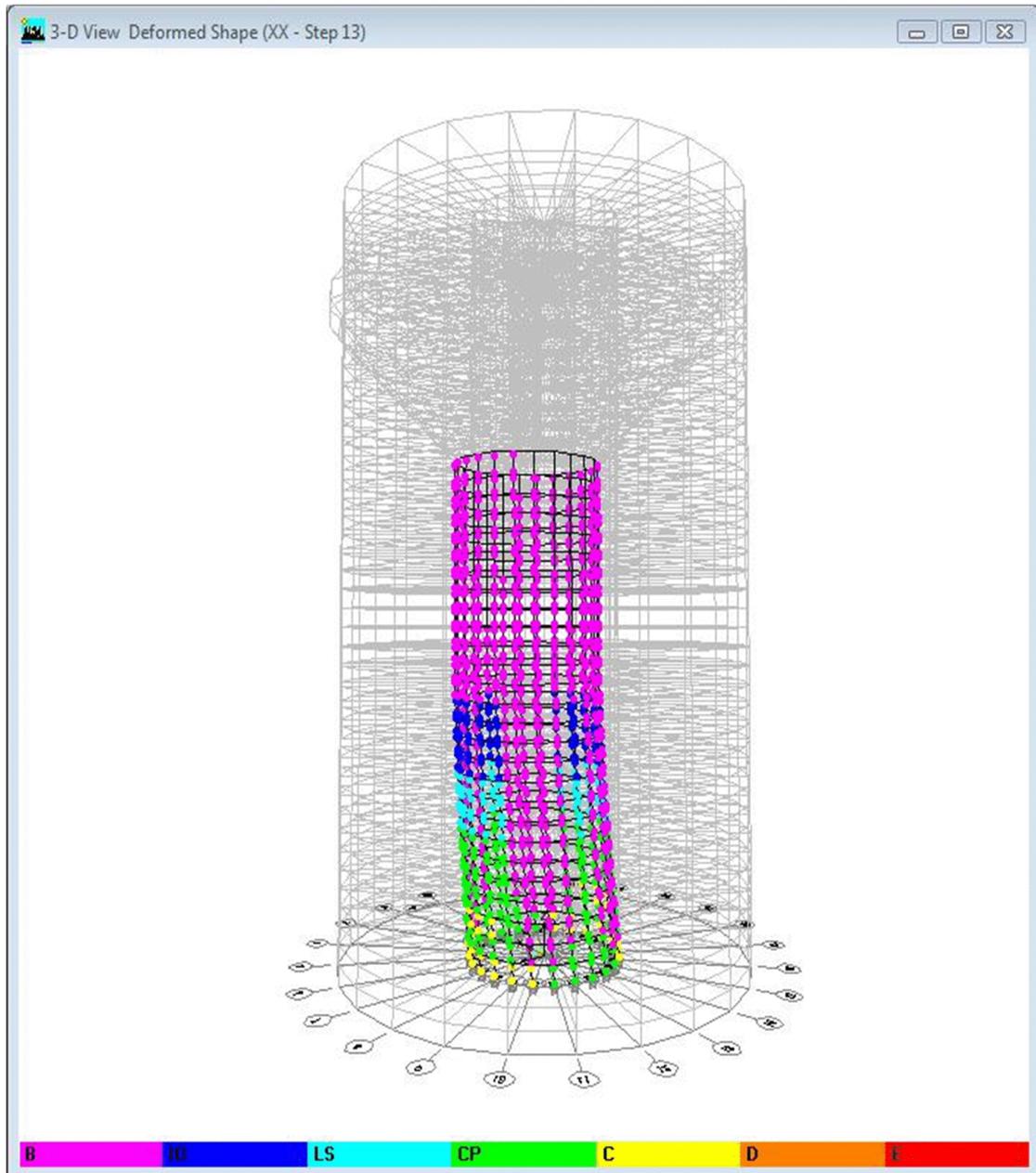


Figure V-18 : Vue en 3D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

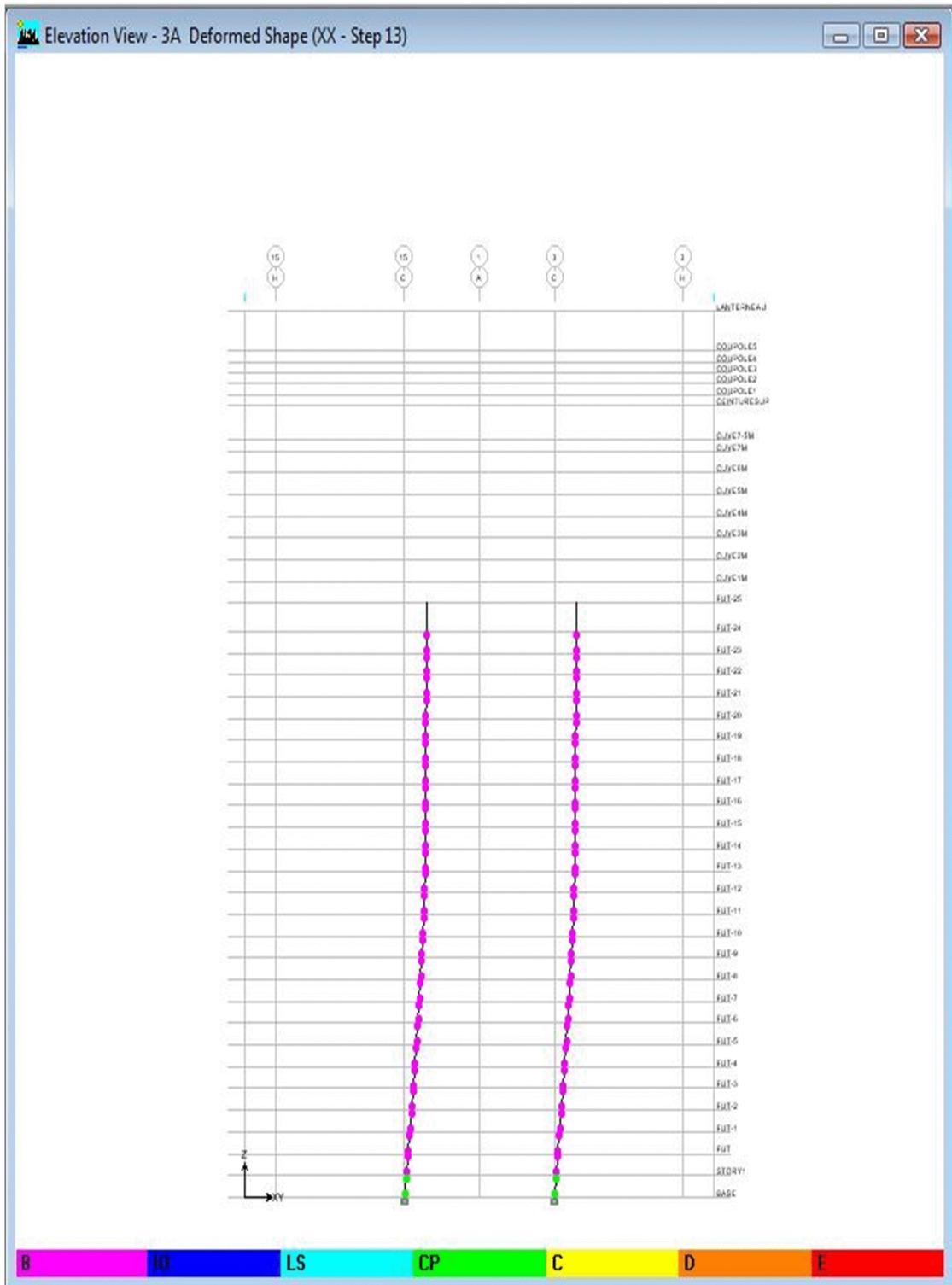


Figure V-19 : Vue en 2D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

Step 14 : est la dernière étape de la poussée progressive qui correspond à la ruine de la structure.

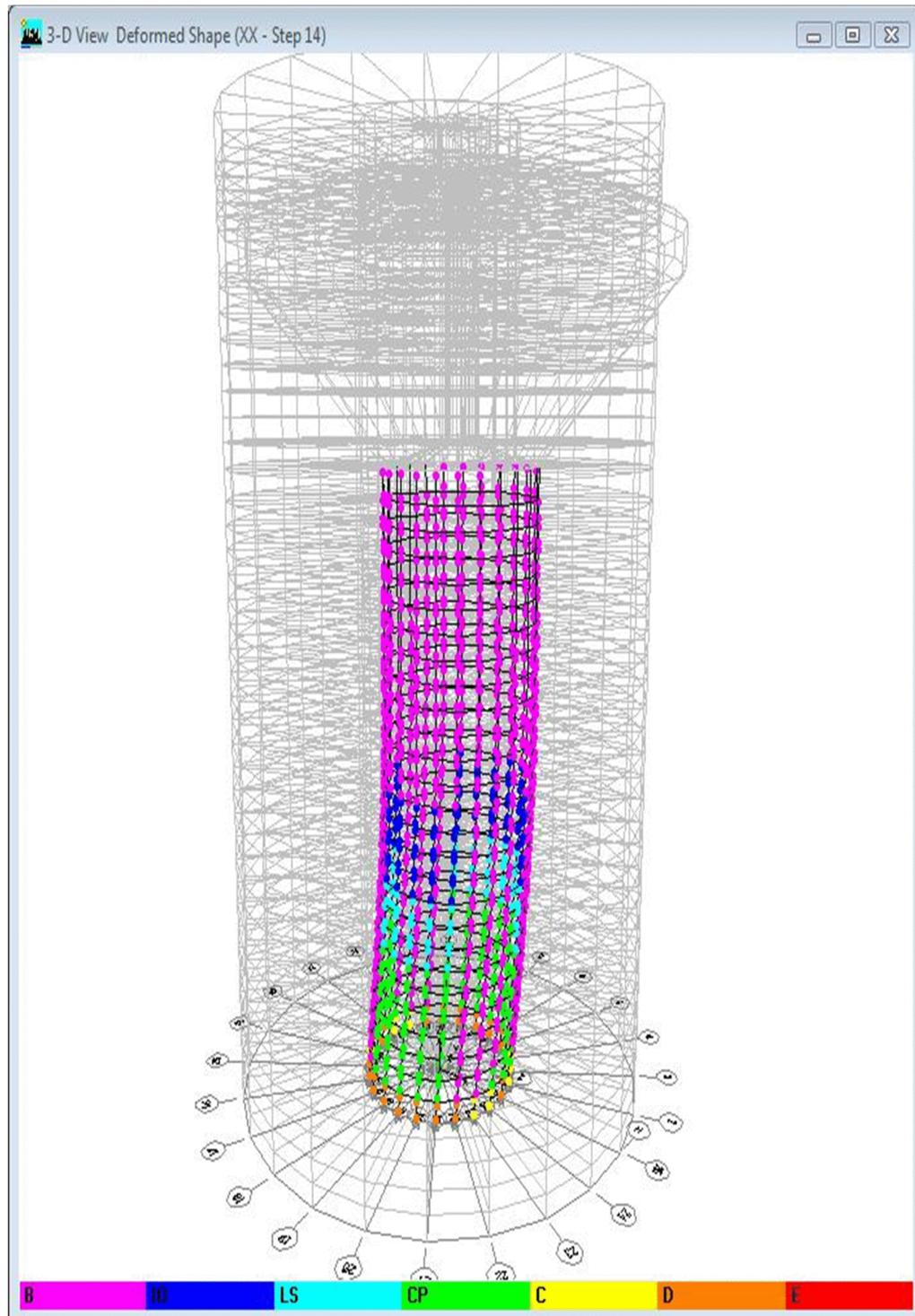


Figure V-20 : Vue en 3D des rotules plastiques de type D à l'étape 14.

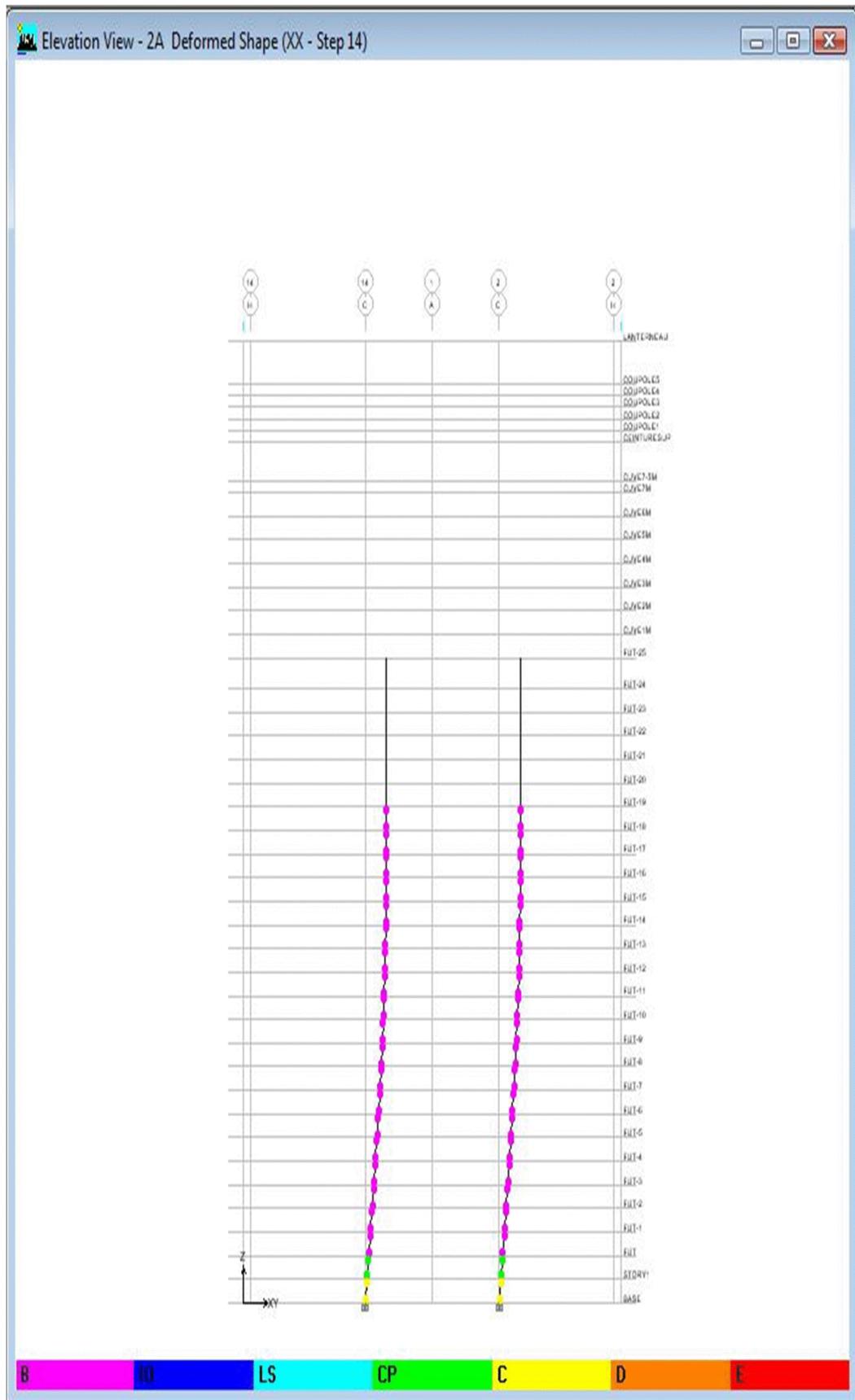


Figure V-21 : Vue en 2D des rotules plastiques de type D a l'étape 14.

Si on se penche avec attention sur les captures d'écrans des différentes étapes d'apparitions des niveaux de dommages durant la poussée progressive, on remarquera que :

- Dès l'apparition des premiers dommages aux niveaux des rotules, qui passent de B à **IO** (*Immediate Occupancy*), ces changements apparaissent à la base du fut (**Figure V-12**). En passant au niveau de dommage supérieur (**Figure V-14 à V-21**), les rotules au voisinage de l'encastrement changent d'état mais le reste du fut reste comme à l'état initial, de type **B**.
- Les dégradations les plus avancées (CP, C et D) apparaissent essentiellement à l'encastrement ceci est traduit par une rupture de l'élément fut à la base.
- À la dernière étape, (step 14) où la ruine apparaît, les rotules situées au-dessus de l'encastrement sont relativement saines (IO et LS), il y a rupture dans la zone immédiate de l'encastrement mais le reste de la structure reste globalement comme à son état initial, donc la ruine de l'ouvrage se traduit par une rupture à la base et un renversement.

Nous pouvons donc affirmer avec certitude que le comportement de la structure à la ruine est celui d'un pendule inverse et a donc le même comportement global que ce dernier.

Estimation du niveau de performance globale de la structure

Pour se faire, nous proposons la mise en place d'une échelle colorimétrique. La palette de couleur variera du vert (très bon) au rouge (ruine). Elle aura comme base la courbe pushover (S_d en abscisse et S_a en ordonnée), la limite entre une plage de performance et une autre seront les coordonnées (S_a-S_d) de chaque point d'apparition des niveaux de dommages.

Pour se faire nous procéderont comme suit :

- Relever les coordonnées (S_a-S_d) de chaque étape d'apparition d'un nouveau niveau de dommage.
- Calage de ces points sur la courbe pushover
- Mise en place de l'échelle en question

Nous avons procédé au relevé des coordonnées (S_a-S_d) de chaque étape (step) en fonction des premières apparitions de chaque niveau de dégâts. Les résultats figurent dans le tableau suivant.

Tableau V-6 : récapitulatif des niveaux d'endommagement des rotules

Step	$S_d(c)$	$S_a(c)$	Niveau d'endommagement
4 (point de performance)	0.021	0.195	B
9	0.142	0.195	IO (<i>Immediate Occupancy</i>),
10	0.212	0.199	LS (<i>Life Safety</i>)
12	0.321	0.204	CP (<i>Collapse Prévention</i>)
13	0.357	0.205	C
14	/	/	Ruine

En relevant les différentes coordonnées des étapes ou il y a début d'apparition de chaque niveau de dommage, nous pouvons ainsi exactement les situer sur la courbe pushover.

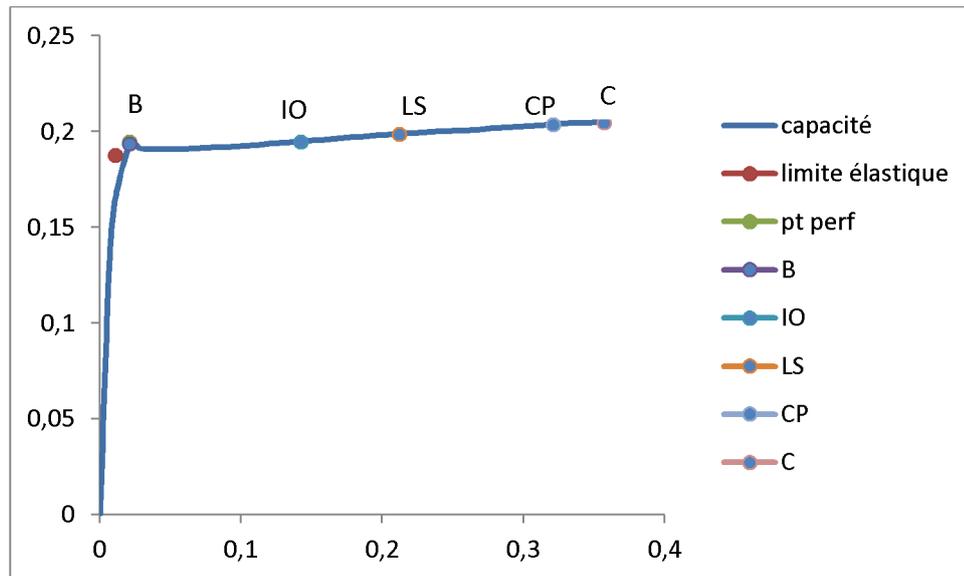
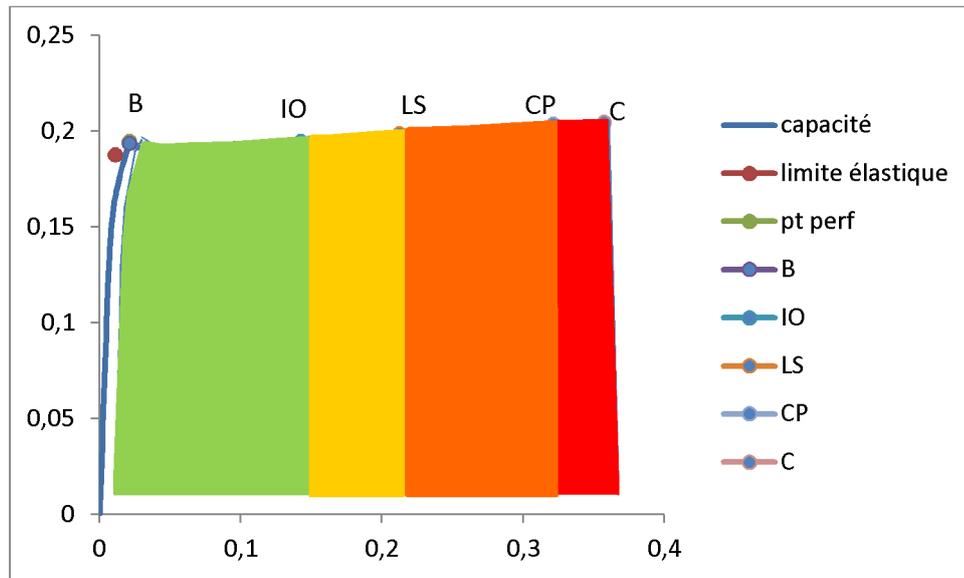


Figure V-22 : position des niveaux de dommages sur la courbe pushover.

Après avoir situé avec précision le point d'apparition de chaque niveau de dégas cela nous permet de proposer une échelle visuelle simpliste pour estimer le degré de performance de notre structure.



Zone Verte : Correspond au comportement élastique de la structure et. Il indique par conséquent, aucun endommagement ou endommagement superficiel.

Zone Orange1 : La structure n'est pas en danger, mais endommagement mineur est susceptible de se développer.

Zone Orange2 : Endommagement avancé, stabilité menacée.

Zone Rouge : Effondrement de l'ouvrage, capacité de résistance nulle.

Le point de performance se situe dans la zone Verte qui correspond à un comportement élastique de la structure, par conséquent la structure ne subira aucun endommagement ou un endommagement superficelle.

Ce qui nous amène à dire que l'ouvrage est correctement dimensionnés par rapport à la demande sismique de la zone III, donc il n'y a pas lieu d'effectuer un redimensionnement ou un confortement vis-à-vis de notre structure.

Le mode de contreventement utilisé (support voile en béton armée) a donné de bons résultats donc en peu dire que le type contreventement est adéquat à l'implantation de ce type d'ouvrages (réservoir surélevé) pour cette zone sismique.

Conclusion :

Durant ce chapitre, nous avons soumis cette structure à une étude non-linéaire, initialement conçue et dimensionnée dans le domaine élastique (linéaire) selon le code de calcul Algérien RPA99 modifié 2003 pour une zone d'implantation situé dans la zone III fortement sismique.

Comme cités dans le chapitre II (**II-1-2 Avantage**), l'analyse non linéaire nous auras permis entre autre de mieux connaitre les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure et d'identifier les zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent faire l'objet d'une attention particulière durant la conception.

Durant l'affichage et la visualisation des résultats, nous avons retenus que :

- L'apparition des dommages qu'on subie les rotules plastiques essentiellement a la base de la structure démontre que le travail accompli est correctement modélisé et paramétré, car le résultat décrit fidèlement le comportement d'un pendule inverse encastré c'est-à-dire rupture a la base et renversement.
- La performance de cet ouvrage pour la zone III se situe globalement dans le domaine élastique et donc son comportement est appropriée pour cette zone, et gardera sa capacité portante intacte. Nous pouvons conclure que la structure ne nécessitera pas de confortement ou de redimensionnement.
- Le système de contreventement du support (voile en béton armé) est idéal pour ce genre d'ouvrage implanté dans cette zone sismique comparativement à certains réservoirs surélevés sur pilotis, qui montreraient vite ses limites car la plastification du faible nombre d'élément porteurs (5 à 6 poteaux) surviendrait très rapidement.

Introduction

Durant ce chapitre, Nous aurons à détailler les différentes étapes citées et expliquées précédemment (chapitre III) de la procédure non itérative en exploitant les données extraites d'ETABS.

Une fois que nous avons obtenus les résultats souhaités, nous procéderons à la discussion et interprétation de ce derniers pour situer le niveau de performance globale de la structure et si celle-ci est correctement dimensionnée, que le système de contreventement est adapté a la zone d'implantation qui est fortement sismique.

V-1 Procédure non itérative

Pour mieux montrer l'importance du paramètre d'amortissement effectif (qui correspond à l'énergie dissipée par la structure), il y a lieu l'utiliser en ordonnée dans un diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$). (KAHIL, 2008)

La procédure non itérative est basée sur le développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande et la capacité.

V-1-1 Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)

- La demande spectrale

Le diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) pour la demande sismique :

Tableau V-1 : Valeurs de ξ_{eff} en fonction des points S_{di} considérer

S_d (m)	ξ_{eff} (%)
0.018	35
0.02	30
0.027	25
0.037	20
0.053	15
0.09	10
0.14	7
0.193	5

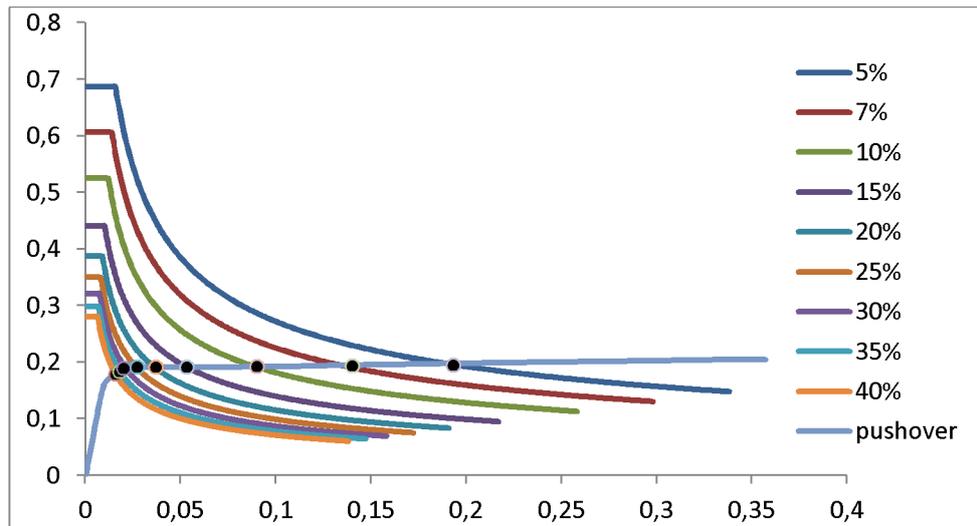


Figure V-1 : représentation de l'intersection du spectre de capacité et les branche d'une famille de spectres demande réduits

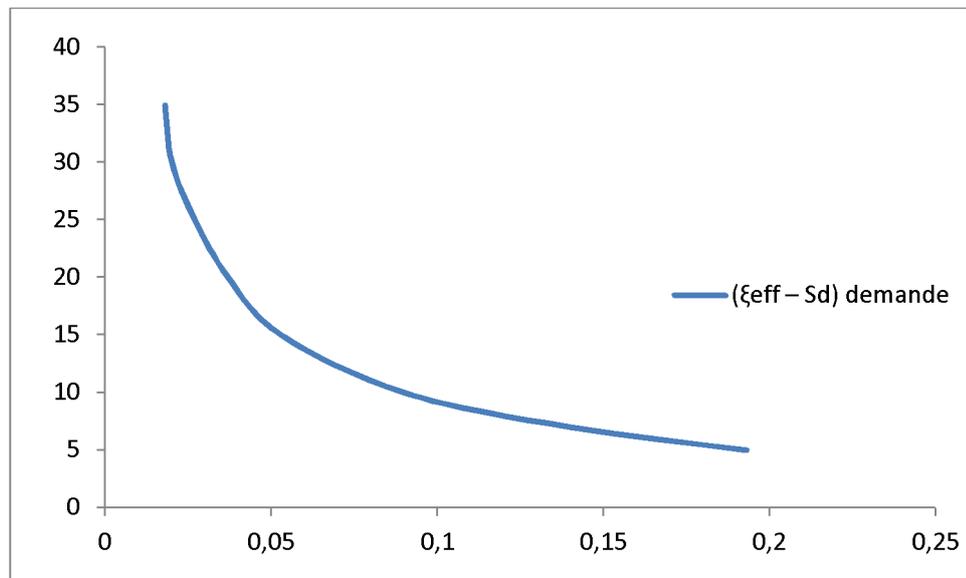


Figure V-2 : Diagramme $(\xi_{eff} - S_d)$ de la demande sismique.

V-1-2 La capacité sismique

- Représentation bilinéaire de la capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité doit nécessairement être développée pour définir le point (A) de coordonnée (S_{ay}, S_{dy}) limite élastique et le point (B) de coordonnée (S_{du}, S_{au}) limite ultime.

Tableau V-2 : Coordonnée des points A et B de la courbe bilinéaire

Points	S _d (C) (m)	S _a (C) (m/s ²)
O	0	0
A	0.011	0.18785809
B	0.357	0.205

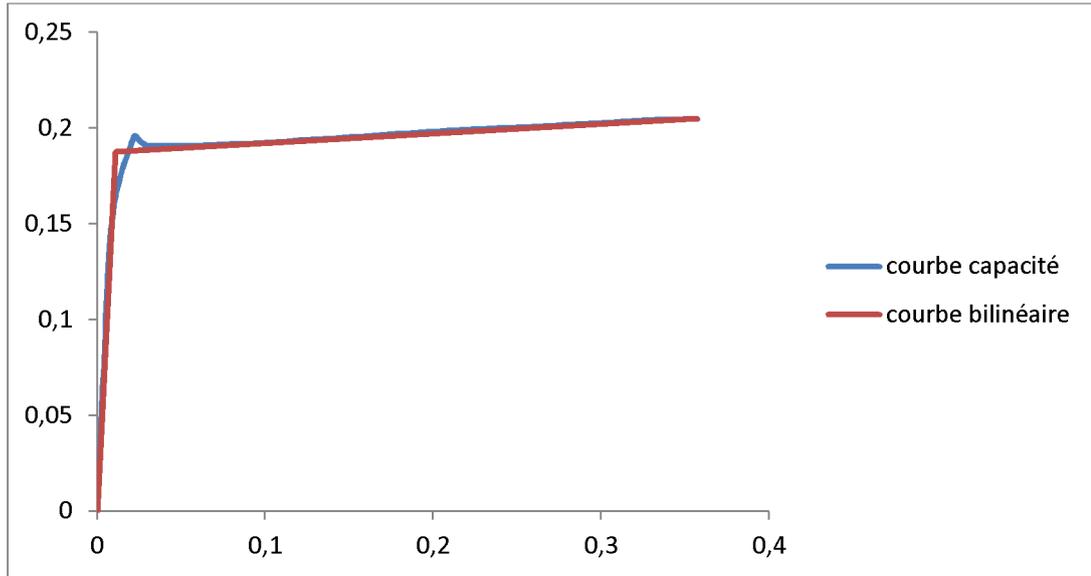


Figure V-3 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (S_{ai}, S_{di}) sous forme d'amortissement effectif (figure III.5) est donnée par la formule (III.6) [26]

$$\xi_{\text{eff}}(\%) = 5 + 63.7K \left(\frac{S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}}{S_{api} \cdot S_{dpi}} \right)$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} K : \text{coefficient de capacité de dissipation d'énergie} \\ S_{ay}, S_{dy} : \text{limites élastique en accélérations et en déplacements respectivement.} \\ S_{api} ; S_{dpi} : \text{coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.} \end{array} \right.$

Tableau V-3 : Valeurs de $\xi_{\text{eff}}(\%)$ en fonction de (S_{ay}, S_{dy}), (S_{api}, S_{dpi})

$\xi_{\text{eff}}(\%)$	S _d (C) (m)
5	0
5	0.006108
17.0210188	0.009076

23.9721442	0.014
24.5665985	0.016
25.4944028	0.018
31.8327775	0.023
41.299367	0.031
42.8097536	0.086
43.0749472	0.142
43.0966674	0.212
42.8394175	0.262
42.7951818	0.321

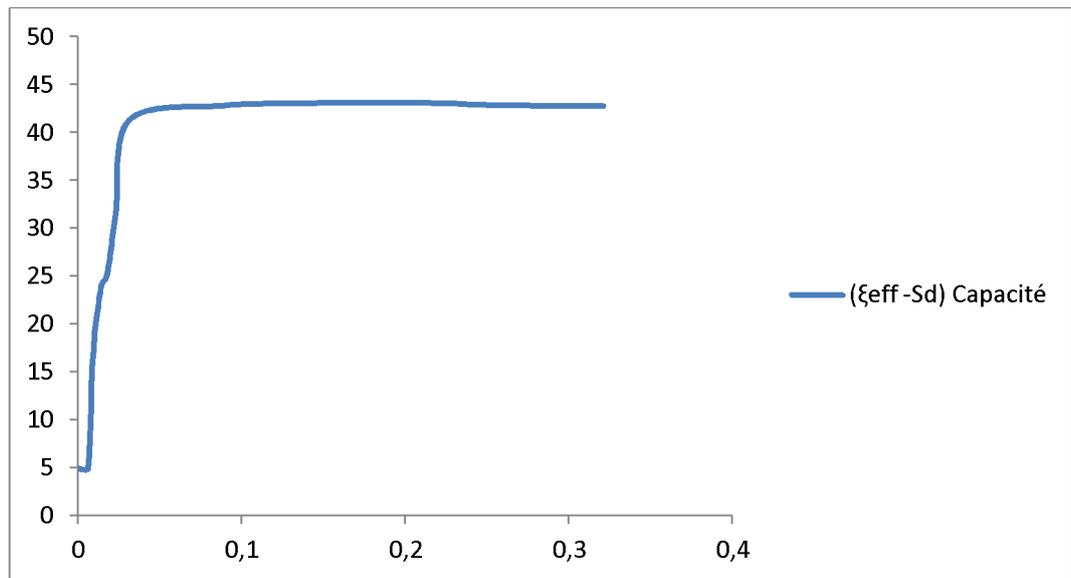


Figure V-4 : diagramme de $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la courbe de capacité.

V-1-3 Détermination du point de performance $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$

La détermination du point de performance se fera par la superposition des courbes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la demande et de la capacité leur intersection nous donne directement les coordonnées du point de performance.

Tableau V-4 : coordonnées du point de performance

S_d (m)	ξ_{eff} (%)
0.021	29

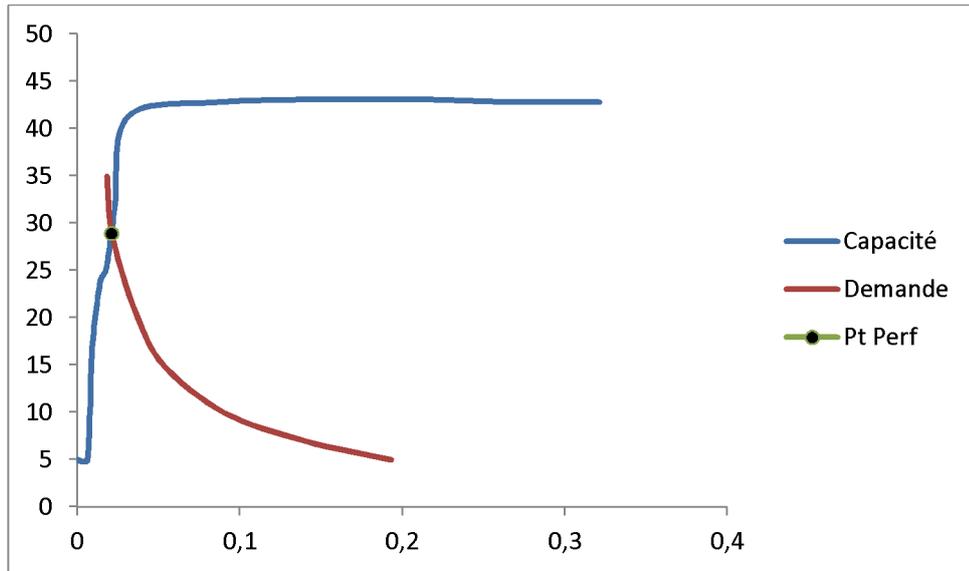


Figure V-5 : Superposition des diagrammes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_D$ et $(\xi_{\text{eff}} - S_d)_C$.

Point de performance en coordonnées $(S_a - S_d)$ sont donnée dans le tableau suivant

Tableau V-5 : coordonnées du point de performance

point de performance	
sd	sa
0,021	0,195

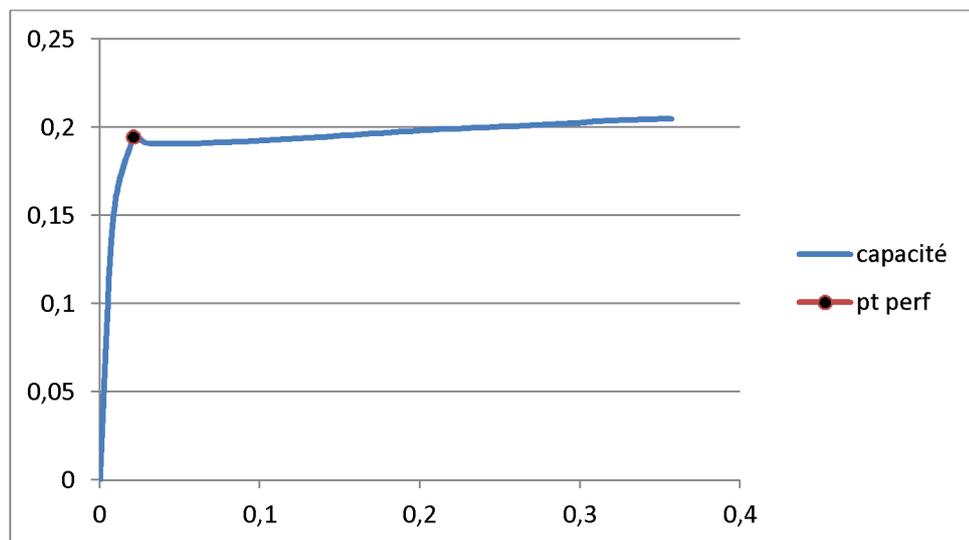


Figure V-6 : Détermination du point de performance en coordonnées (S_d, S_a)

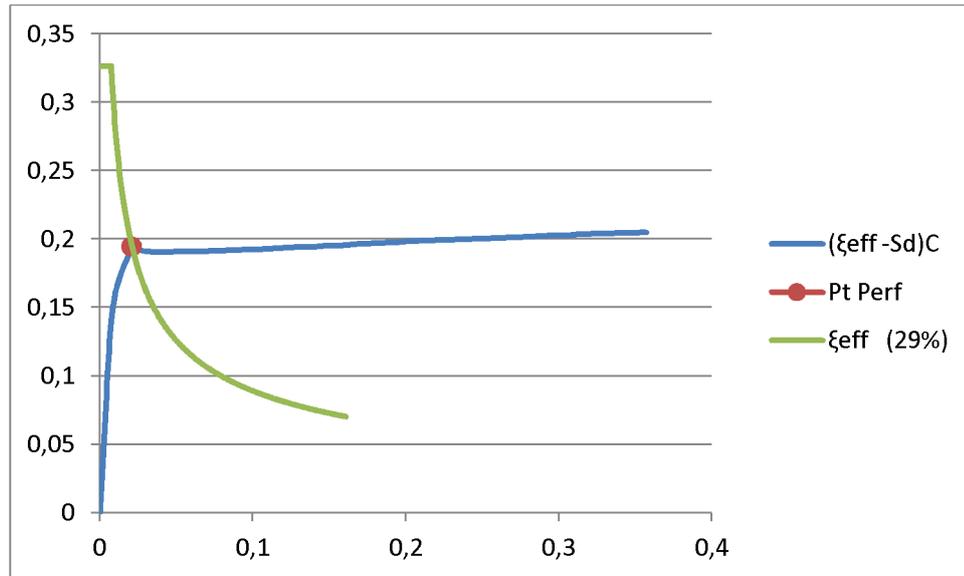


Figure V-7 : Intersection de la courbe ξ_{eff} (29%) avec la courbe de capacité au point de performance.

Les coordonnées du point (A) de coordonnée (S_{ay} , S_{dy}) limite élastique sont

Points	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
A	0.011	0.18785809

On remarque que le point de performance est au-delà de la limite élastique.

V-2 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique

Comme définit précédemment (chapitre III), le logiciel ETABS est basé sur les normes américaines. Le code FEMA [6] définit trois critères d'acceptation en fonction des niveaux de déformation (déplacements, contraintes, ou rotations) de la rotule plastique. Ils sont utilisés pour indiquer l'état de la rotule plastique lors de la visualisation des résultats de l'analyse, et qui sont désignés par **IO**, **LS** et **CP** (figure). (Ankik 2012)

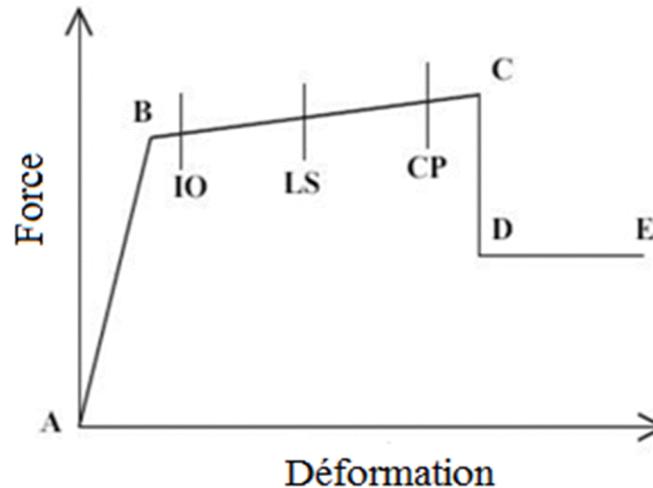


Figure V-8 : Courbe Force – Déformation et critères d'acceptation d'une rotule

- Au niveau **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.
- le **point C** (Segment C-D) correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance).

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (**Point E**) correspondant à la ruine de la section.

Les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques sont donnés dans le code (**FEMA 2000**).

ETABS possède une échelle colorimétrique qui définit le degré de déformation de la rotule plastique.



Figure V-9 : Palette de couleur des rotules plastiques.

Le point de performance correspond à l'étape 4 (step 4) de la poussée progressive

point de performance (step4)	
Sd	Sa
0,021	0,195

Les figures suivantes illustrent les degrés de déformation des rotules sur différentes étapes.

- Step 4 qui correspond au point de performance

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
4	0,021	0,195

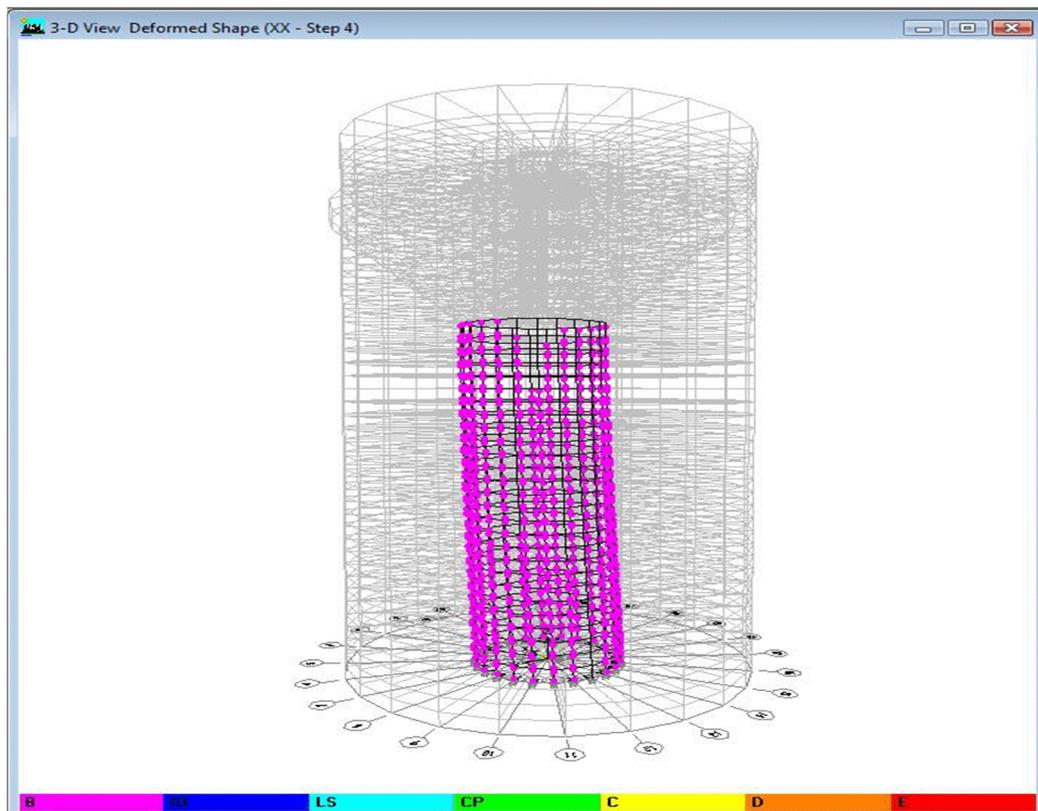


Figure V-10 : Vue en 3D des rotules plastiques de type B à l'étape 4.

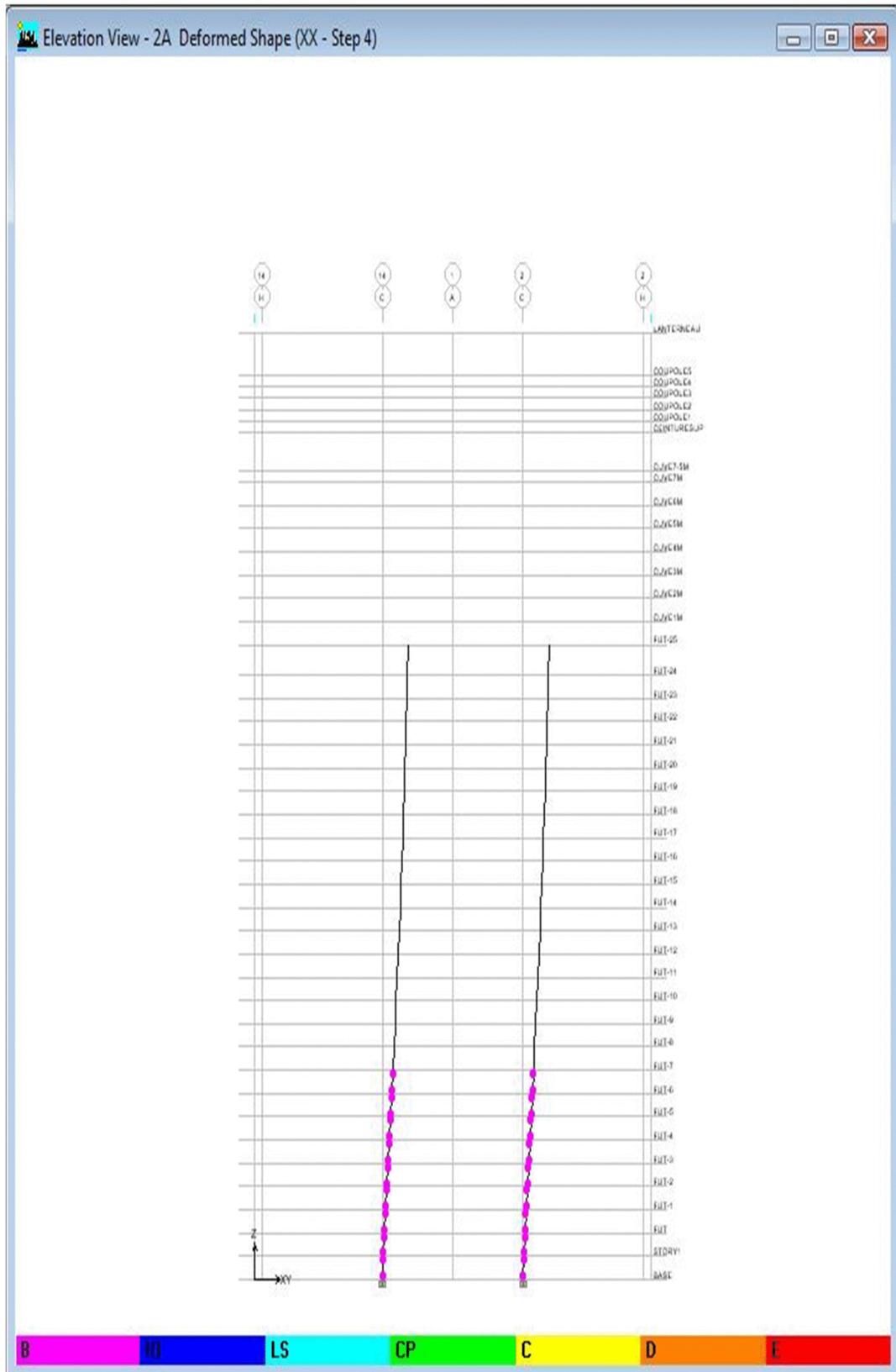


Figure V-11 : Vue en 2D des rotules plastiques de type B a l'étape 4

- **Step 09** : apparition du niveau de déformation des rotules **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
09	0,142	0,195

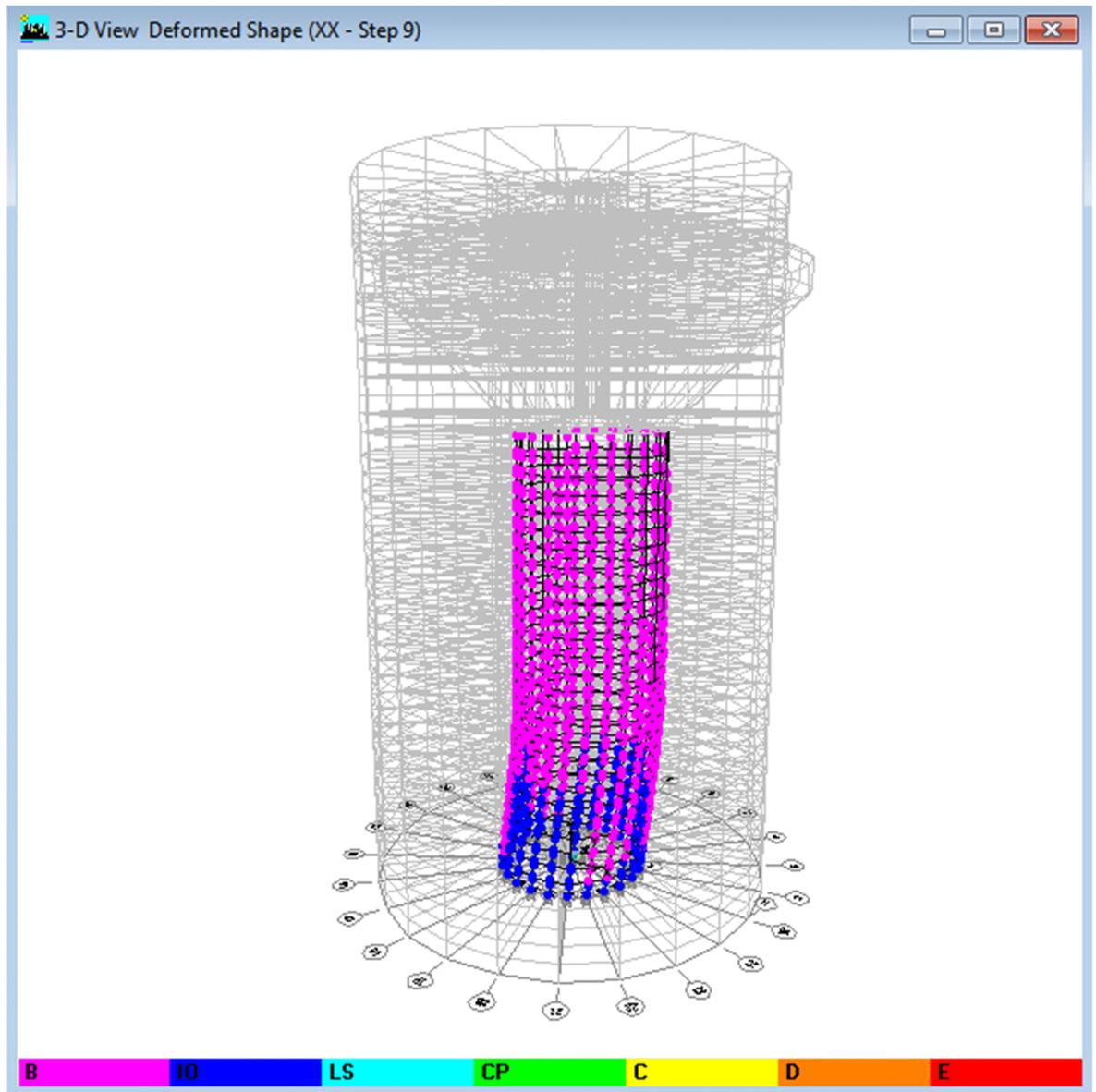


Figure V-12 : Vue en 3D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

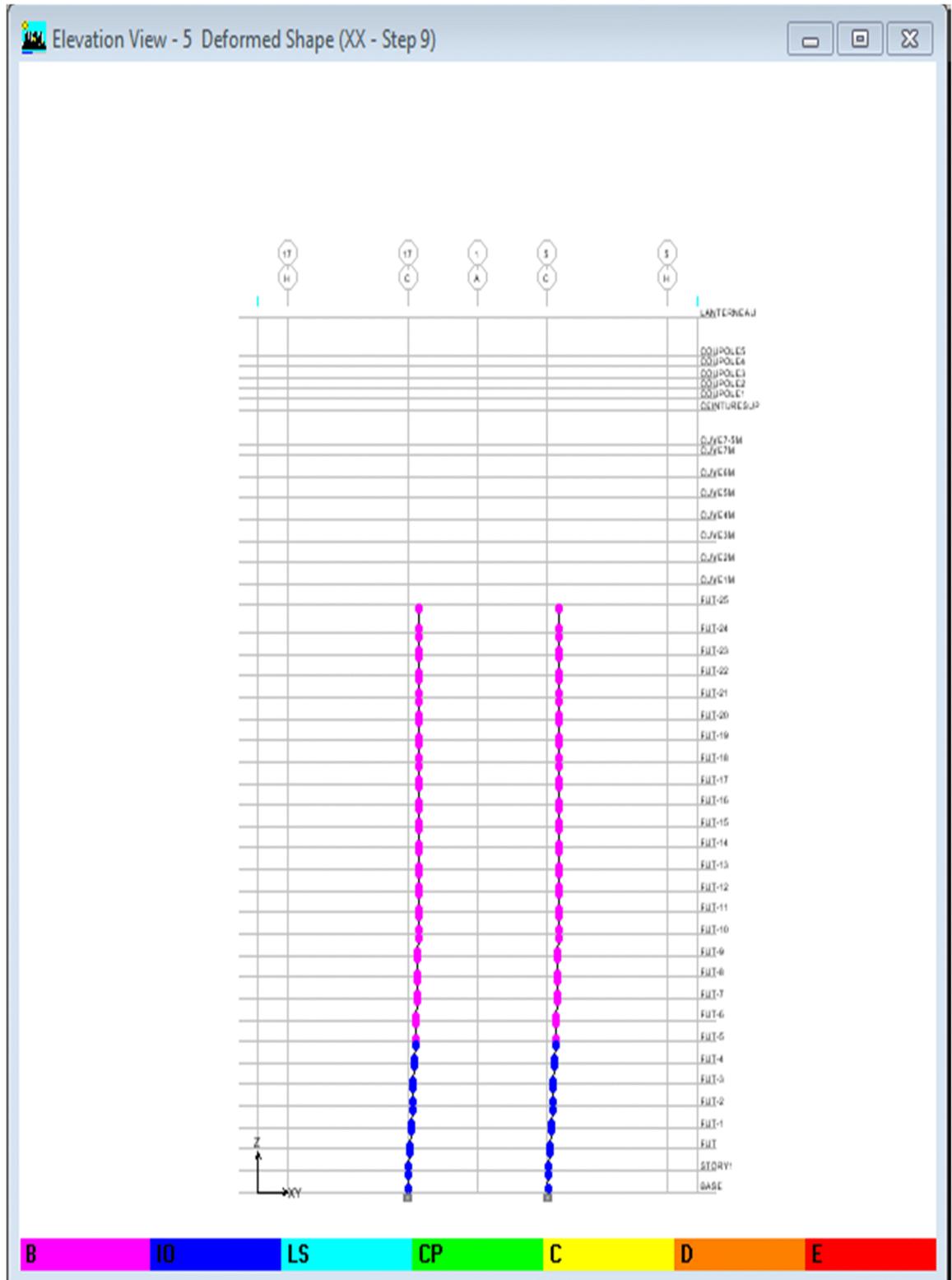


Figure V-13 : Vue en 2D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

- **Step 10** : apparition du niveau de déformation des rotules **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
10	0,212	0,199

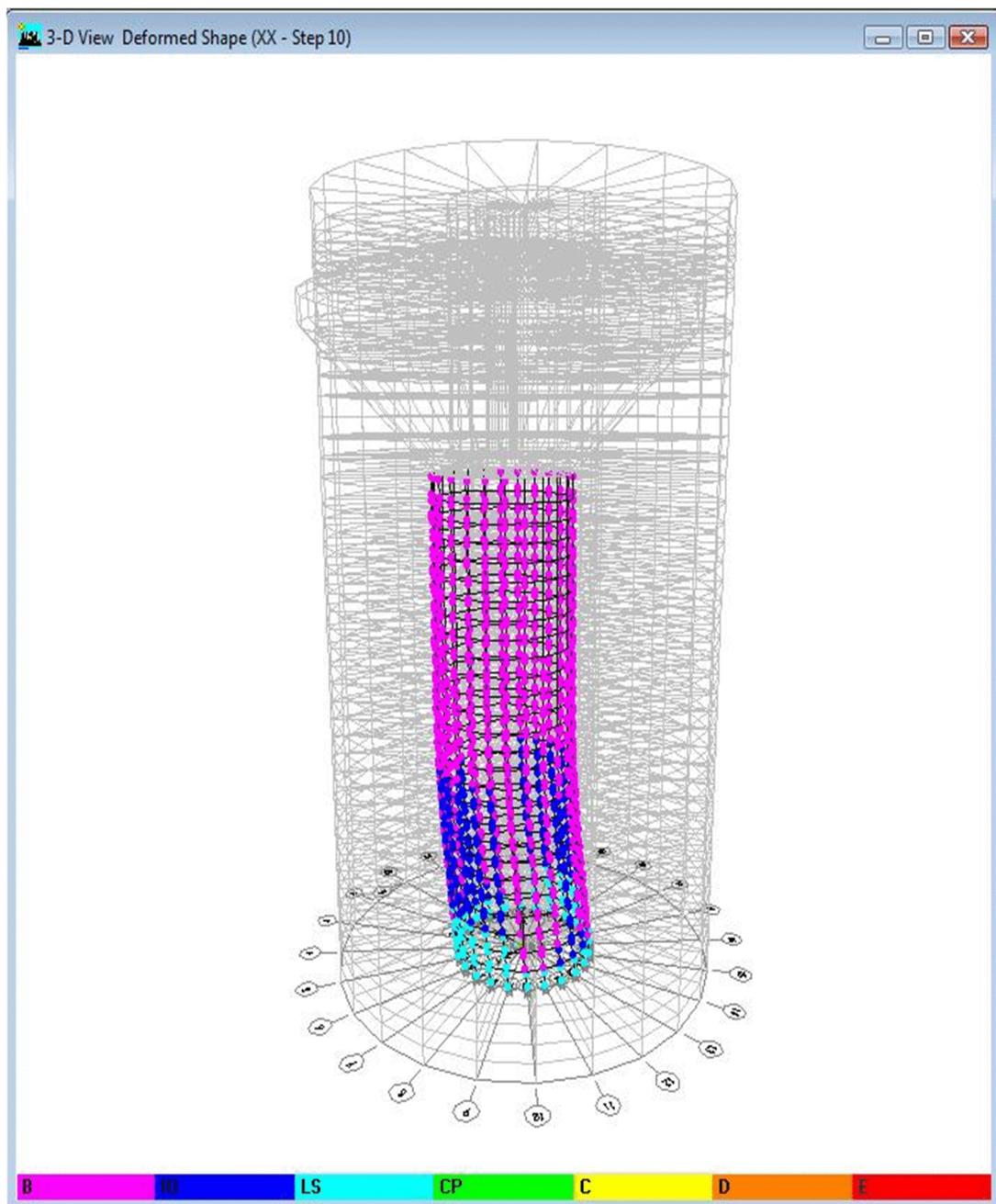


Figure V-14 : Vue en 3D des rotules plastiques de type LS a l'étape 10.

- **Step 12 :** Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
12	0,321	0,204

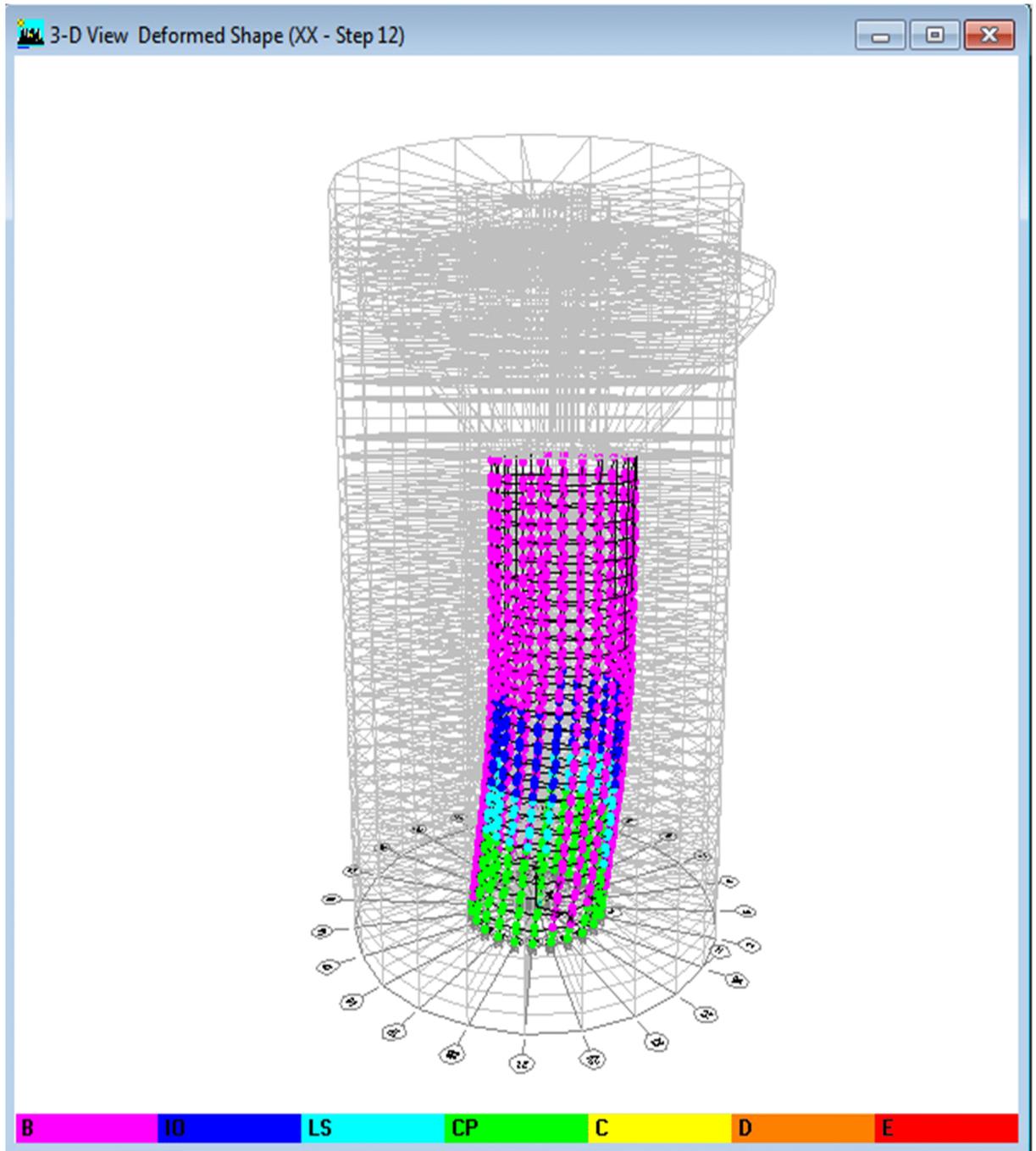


Figure V-16 : Vue en 3D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

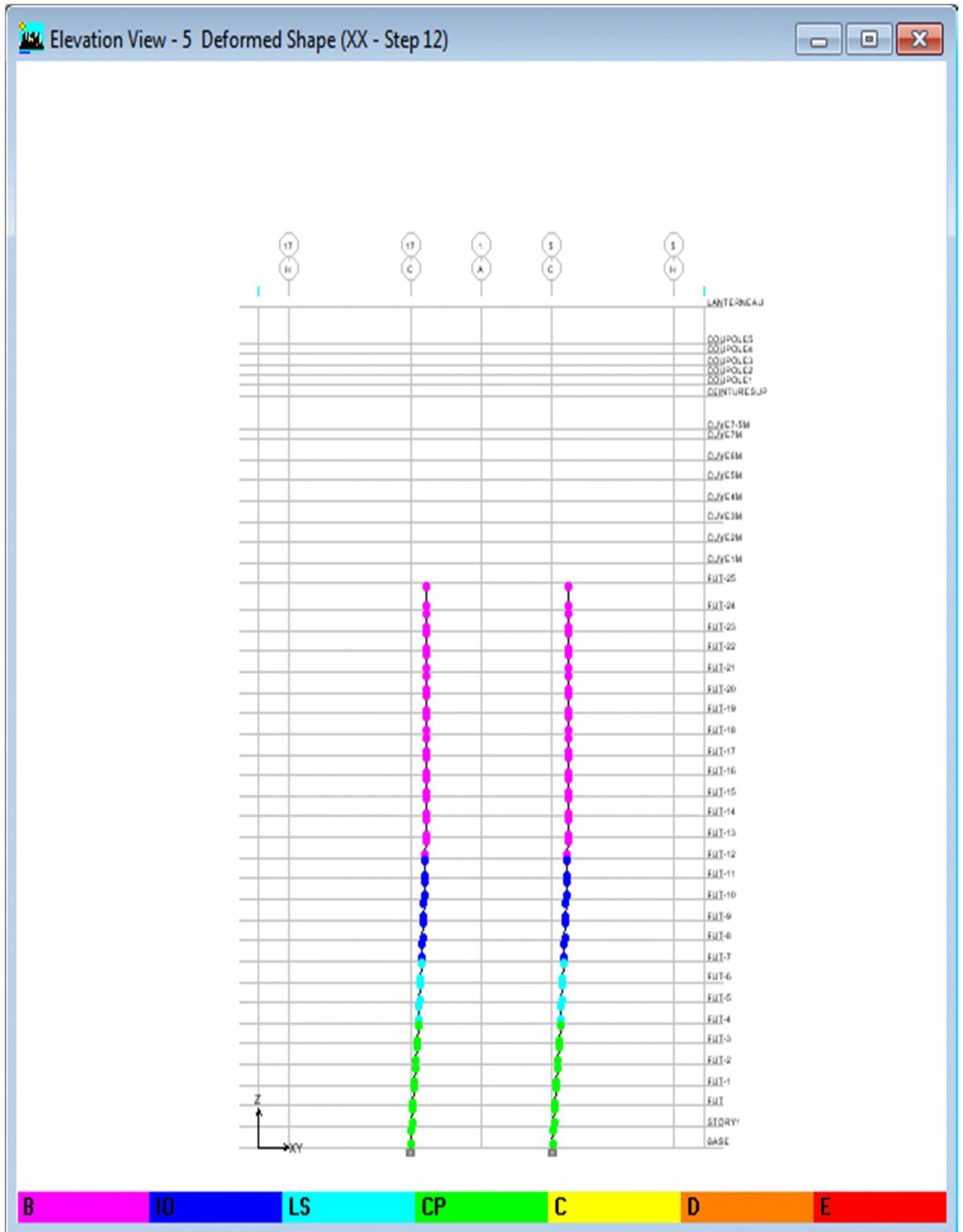


Figure V-17 : Vue en 2D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

- **Step 13** : l'état des les rotules correspondent au **point C** qui marque le début la phase de dégradation des sections de la structure (chute de résistance).

STEP	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m/s^2)
13	0,357	0,205

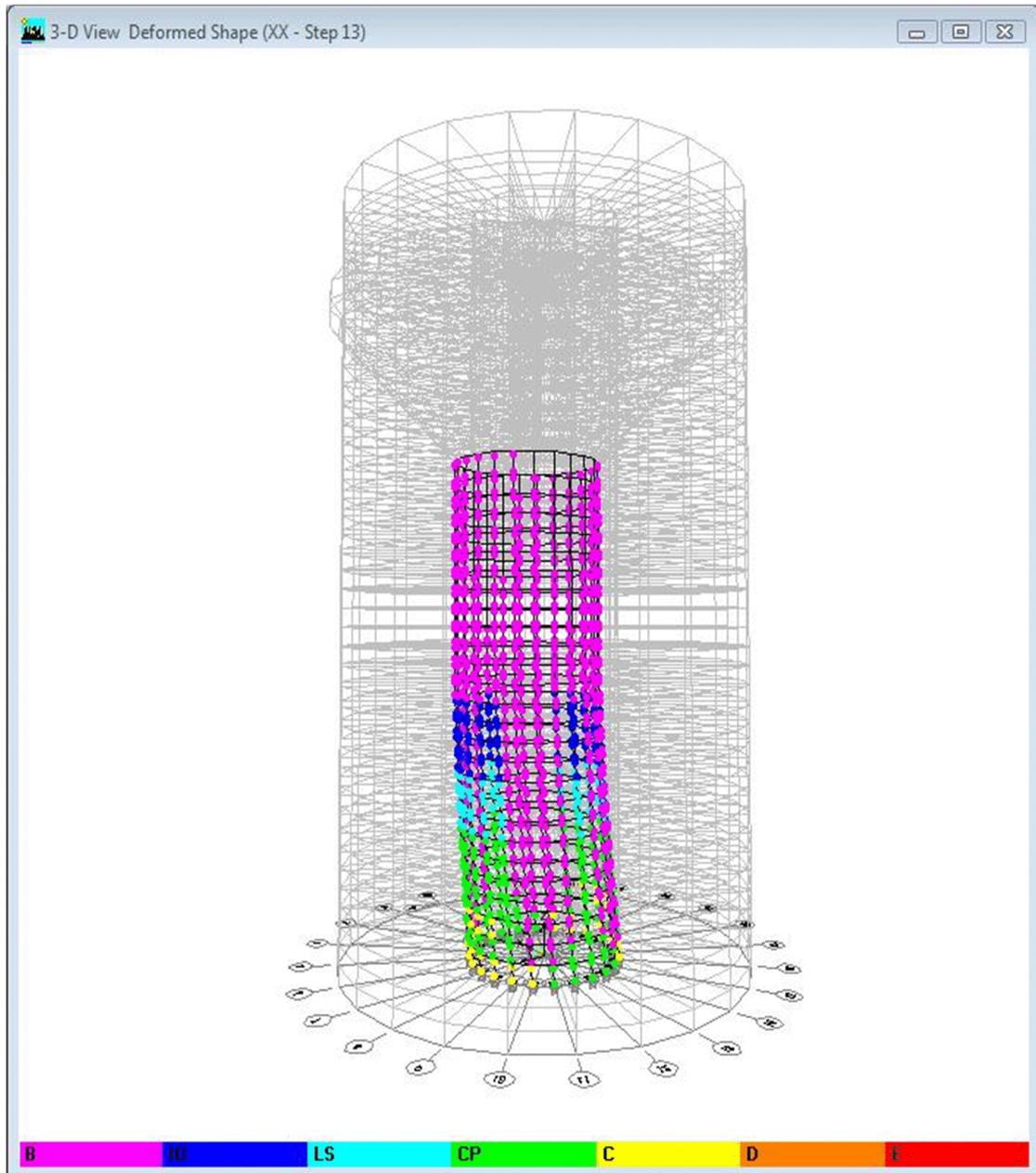


Figure V-18 : Vue en 3D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

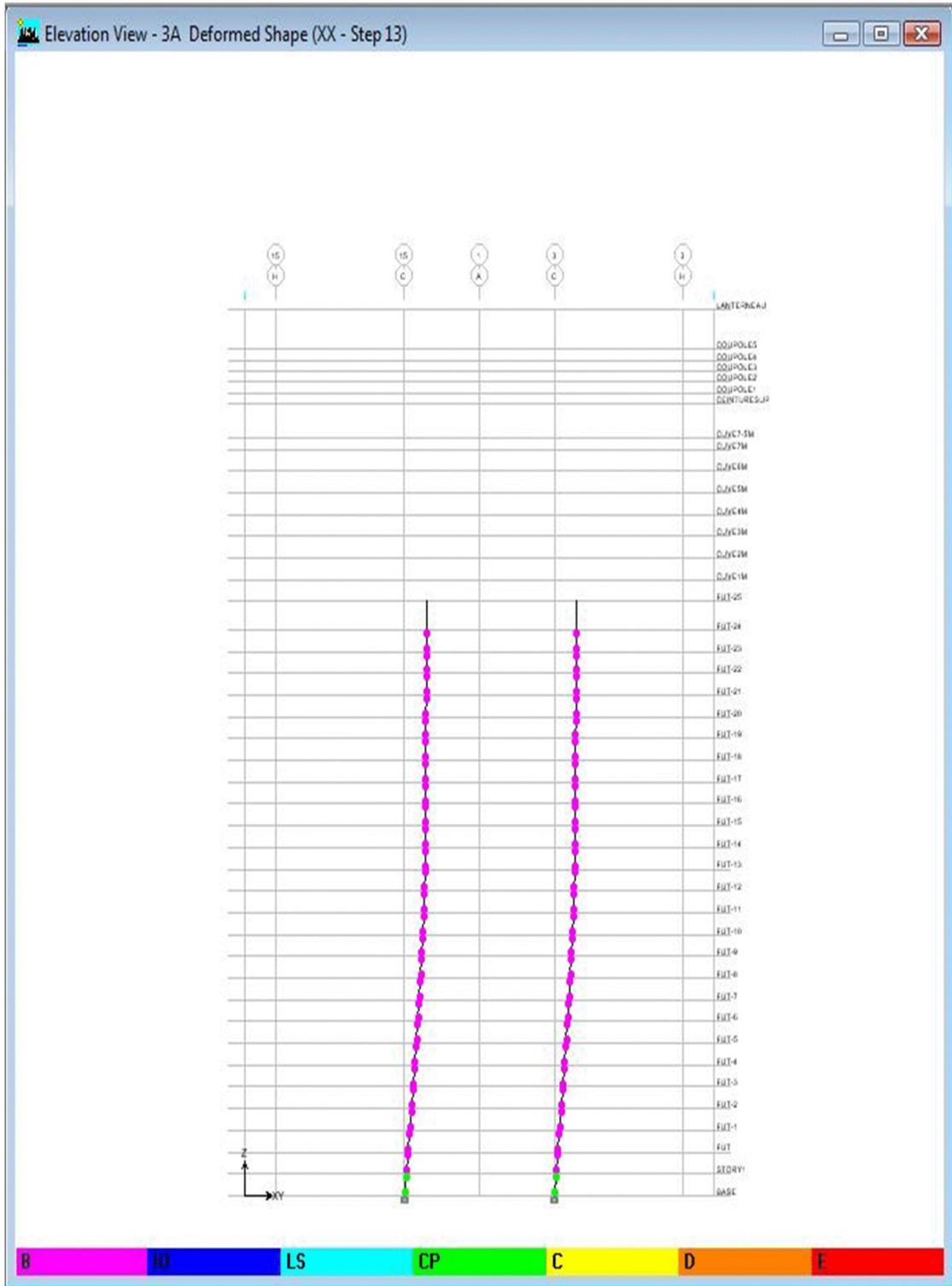


Figure V-19 : Vue en 2D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

Step 14 : est la dernière étape de la poussée progressive qui correspond à la ruine de la structure.

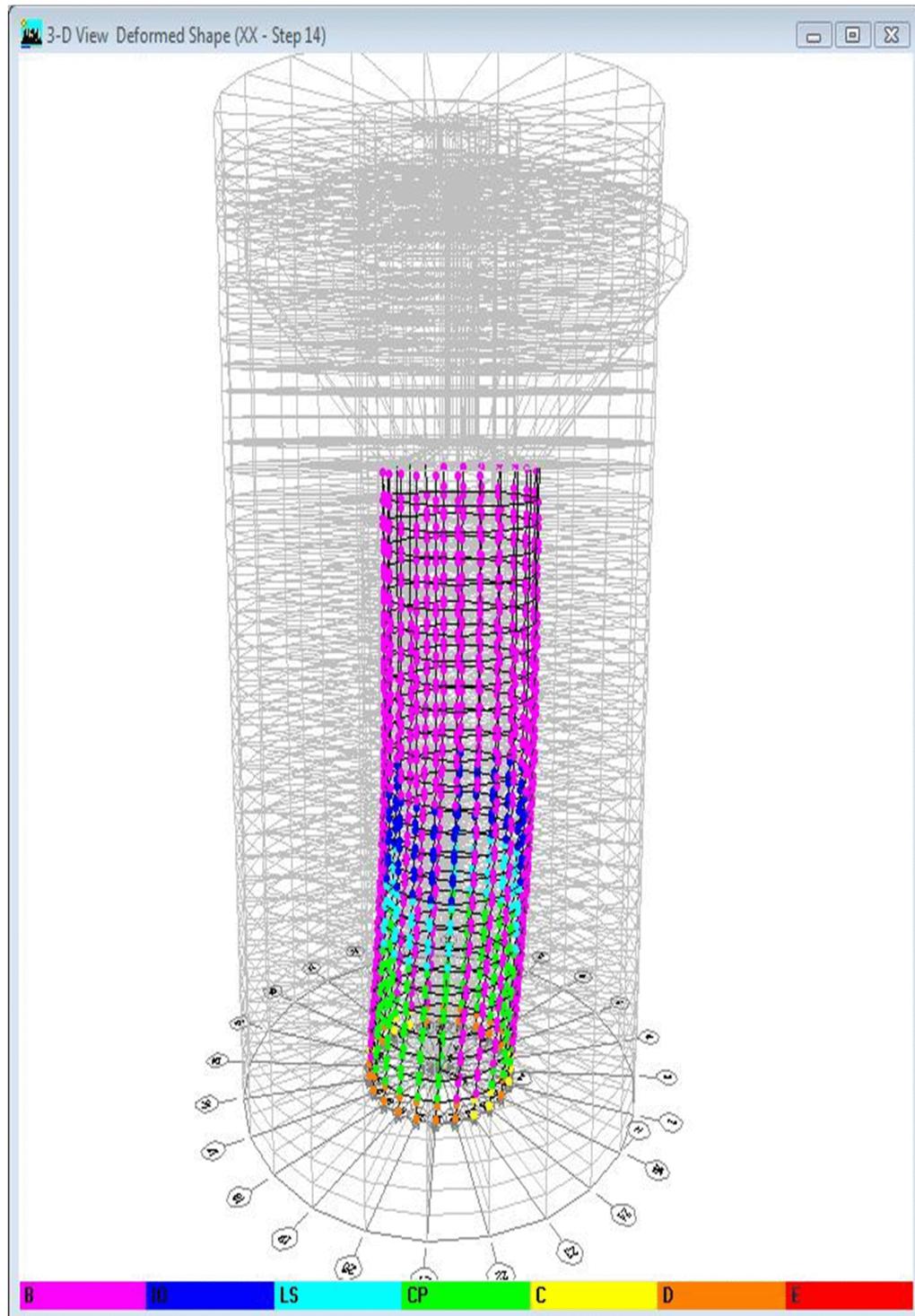


Figure V-20 : Vue en 3D des rotules plastiques de type D à l'étape 14.

Si on se penche avec attention sur les captures d'écrans des différentes étapes d'apparitions des niveaux de dommages durant la poussée progressive, on remarquera que :

- Dès l'apparition des premiers dommages aux niveaux des rotules, qui passent de B à **IO** (*Immediate Occupancy*), ces changements apparaissent à la base du fut (**Figure V-12**). En passant au niveau de dommage supérieur (**Figure V-14 à V-21**), les rotules au voisinage de l'encastrement changent d'état mais le reste du fut reste comme à l'état initial, de type **B**.
- Les dégradations les plus avancées (CP, C et D) apparaissent essentiellement à l'encastrement ceci est traduit par une rupture de l'élément fut à la base.
- À la dernière étape, (step 14) où la ruine apparaît, les rotules situées au-dessus de l'encastrement sont relativement saines (IO et LS), il y a rupture dans la zone immédiate de l'encastrement mais le reste de la structure reste globalement comme à son état initial, donc la ruine de l'ouvrage se traduit par une rupture à la base et un renversement.

Nous pouvons donc affirmer avec certitude que le comportement de la structure à la ruine est celui d'un pendule inverse et a donc le même comportement global que ce dernier.

Estimation du niveau de performance globale de la structure

Pour se faire, nous proposons la mise en place d'une échelle colorimétrique. La palette de couleur variera du vert (très bon) au rouge (ruine). Elle aura comme base la courbe pushover (S_d en abscisse et S_a en ordonnée), la limite entre une plage de performance et une autre seront les coordonnées (S_a-S_d) de chaque point d'apparition des niveaux de dommages.

Pour se faire nous procéderont comme suit :

- Relever les coordonnées (S_a-S_d) de chaque étape d'apparition d'un nouveau niveau de dommage.
- Calage de ces points sur la courbe pushover
- Mise en place de l'échelle en question

Nous avons procédé au relevé des coordonnées (S_a-S_d) de chaque étape (step) en fonction des premières apparitions de chaque niveau de dégâts. Les résultats figurent dans le tableau suivant.

Tableau V-6 : récapitulatif des niveaux d'endommagement des rotules

Step	$S_d(c)$	$S_a(c)$	Niveau d'endommagement
4 (point de performance)	0.021	0.195	B
9	0.142	0.195	IO (<i>Immediate Occupancy</i>),
10	0.212	0.199	LS (<i>Life Safety</i>)
12	0.321	0.204	CP (<i>Collapse Prévention</i>)
13	0.357	0.205	C
14	/	/	Ruine

En relevant les différentes coordonnées des étapes ou il y a début d'apparition de chaque niveau de dommage, nous pouvons ainsi exactement les situer sur la courbe pushover.

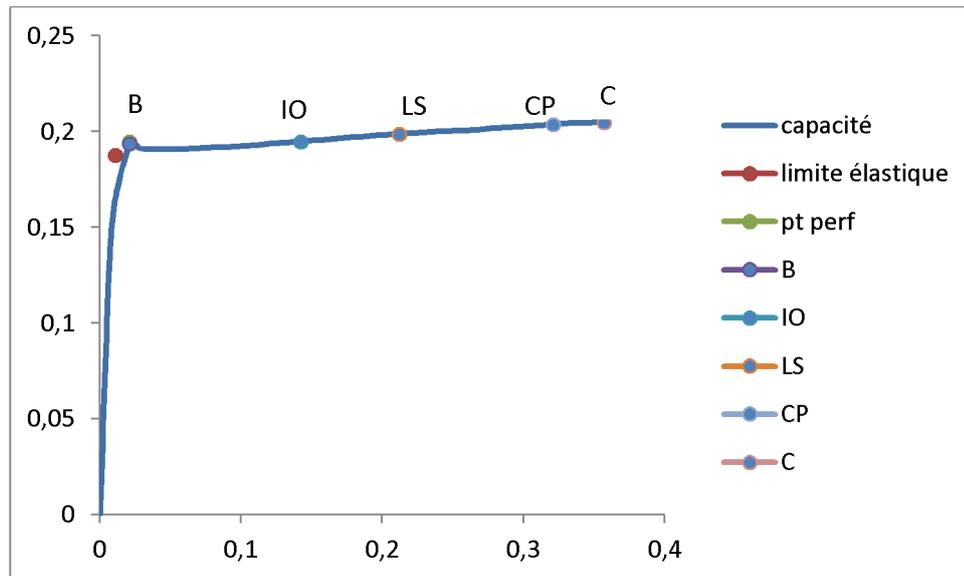


Figure V-22 : position des niveaux de dommages sur la courbe pushover.

Après avoir situé avec précision le point d'apparition de chaque niveau de dégas cela nous permet de proposer une échelle visuelle simpliste pour estimer le degré de performance de notre structure.

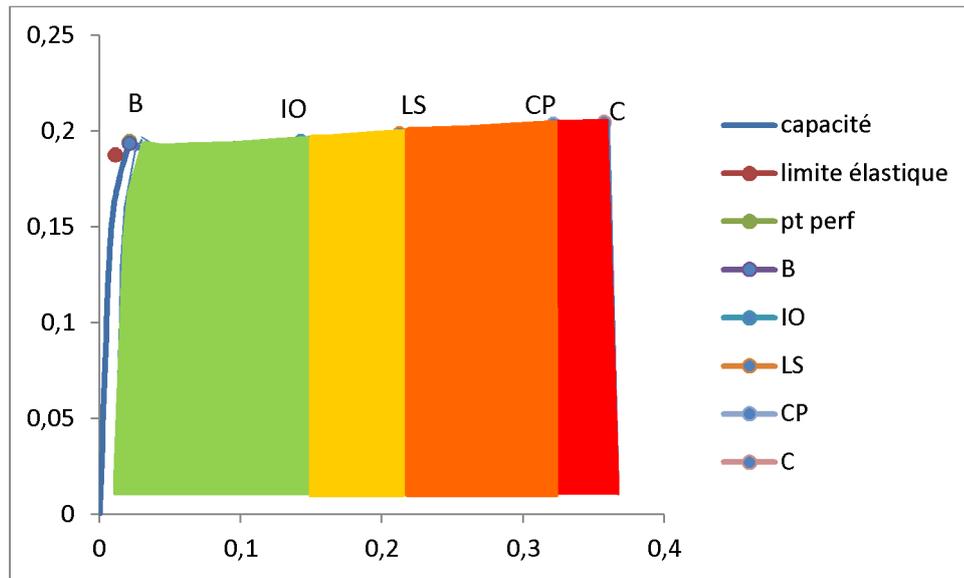


Figure V-23 : Echelle de niveaux d'endommagements proposée.

Zone Verte : Correspond au comportement élastique de la structure et. Il indique par conséquent, aucun endommagement ou endommagement superficiel.

Zone Orange1 : La structure n'est pas en danger, mais endommagement mineur est susceptible de se développer.

Zone Orange2 : Endommagement avancé, stabilité menacée.

Zone Rouge : Effondrement de l'ouvrage, capacité de résistance nulle.

Le point de performance se situe dans la zone Verte qui correspond à un comportement élastique de la structure, par conséquent la structure ne subira aucun endommagement ou un endommagement superficiale.

Ce qui nous amène à dire que l'ouvrage est correctement dimensionnés par rapport à la demande sismique de la zone III, donc il n'y a pas lieu d'effectuer un redimensionnement ou un confortement vis-à-vis de notre structure.

Le mode de contreventement utilisé (support voile en béton armée) a donné de bons résultats donc en peu dire que le type contreventement est adéquat à l'implantation de ce type d'ouvrages (réservoir surélevé) pour cette zone sismique.

Conclusion :

Durant ce chapitre, nous avons soumis cette structure à une étude non-linéaire, initialement conçue et dimensionnée dans le domaine élastique (linéaire) selon le code de calcul Algérien RPA99 modifié 2003 pour une zone d'implantation situé dans la zone III fortement sismique.

Comme cités dans le chapitre II (**II-1-2 Avantage**), l'analyse non linéaire nous auras permis entre autre de mieux connaître les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure et d'identifier les zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent faire l'objet d'une attention particulière durant la conception.

Durant l'affichage et la visualisation des résultats, nous avons retenus que :

- L'apparition des dommages qu'on subie les rotules plastiques essentiellement a la base de la structure démontre que le travail accompli est correctement modélisé et paramétré, car le résultat décrit fidèlement le comportement d'un pendule inverse encastré c'est-à-dire rupture a la base et renversement.
- La performance de cet ouvrage pour la zone III se situe globalement dans le domaine élastique et donc son comportement est appropriée pour cette zone, et gardera sa capacité portante intacte. Nous pouvons conclure que la structure ne nécessitera pas de confortement ou de redimensionnement.
- Le système de contreventement du support (voile en béton armé) est idéal pour ce genre d'ouvrage implanté dans cette zone sismique comparativement à certains réservoirs surélevés sur pilotis, qui montreraient vite ses limites car la plastification du faible nombre d'élément porteurs (5 à 6 poteaux) surviendrait très rapidement.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le but de cette étude est d'évaluer le comportement d'un ouvrage existant et de prédire son comportement en cas de séisme et l'étendue des dommages que la structure pourrait subir.

Pour ce faire, nous avons procédé à l'exécution d'une analyse non linéaire pushover.

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons proposé la méthode de capacité spectrale, procédure B du code américain **ATC 40**.

Cette méthode consiste à développer des courbes $(\xi_{\text{eff}} - S_d)$ de la capacité de la structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**PushOver**), et celle de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande spectrale**). L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance.

Après avoir expliqué les bases théoriques de la procédure B, nous avons modélisé notre structure à l'aide du logiciel ETABS, mais la difficulté réside dans la modélisation des voiles, à défaut de la disponibilité d'un outil qui permet de définir le comportement non linéaire d'un élément coque, nous avons opté pour un modèle linéaire basé sur le concept de poteaux-poutres équivalent. Notre choix du système équivalent s'est porté sur la mise en place de 24 poteaux circulaires dont la somme des inerties est égale à celle du voile.

Le voile ainsi transformé en système poteaux-poutres équivalent, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires ayant des propriétés élastiques, le comportement non linéaire est traduit par la définition de rotules plastiques de flexion et de cisaillement aux niveaux des zones nodales. Puis nous procéderons à l'exécution de l'analyse à l'aide de ETABS et extraire la courbe pushover.

Une fois la courbe pushover obtenue, nous procéderons à l'application de la procédure B (non itérative) et ainsi pouvoir exploiter les données dans une interprétation qui nous a permis de répondre aux questions que nous nous sommes posées au début.

Les résultats obtenus sont très satisfaisants, le comportement de l'ouvrage par rapport à la demande sismique de cette zone est bon et donc ne nécessitera pas de confortement. Par la même occasion nous avons abouti à affirmer que le mode de contreventement en voile est idéal pour ce genre d'ouvrage implanté dans cette zone sismique.

Cette étude nous a permis de mieux comprendre comment fonctionnent les calculs statiques non linéaires du Pushover, ainsi que d'acquiescer une idée du comportement d'un réservoir surélevé tronconique durant un séisme. Nous avons décidé de bien développer les étapes de modélisation pour permettre à d'autres utilisateurs de reprendre notre travail et ainsi de bénéficier d'une prise en main plus aisée. Cela leur permettra de passer plus rapidement à la partie analytique des résultats, procéder à d'autres réflexions et ainsi de poursuivre et d'approfondir notre travail.

Et pour conclure, nous proposons une réflexion qui est d'inclure pour chaque étude de dimensionnement, une analyse non linéaire, et a coup sure, la structure sera mieux adaptés aux sollicitations sismiques.

Listes des figures

Chapitre II

Figure II-1 : Transformation du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$).

Figure II-2 : Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités.

Figure II-3 : Caractéristique du système équivalent a un seul degré de liberté.

Figure II-4 : Détermination du déplacement du système équivalent.

Figure II-5 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité.

Figure II-6 : Détermination du déplacement du système a plusieurs degrés de liberté.

Figure II-7 : Représentation bilinéaire de la courbe « pushover ».

Chapitre III

Figure III-1 : Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélérations-périodes.

Figure III-2 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements.

Figure III-3 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

Figure III-4 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Figure III-5 : Spectre élastique et courbe de capacité.

Figure III-6 : Détermination du point (a^* , d^*).

Figure III-7 : Détermination du point (a_y , d_y).

Figure III-8 : Représentation d'une famille de spectre réduit.

Figure III-9 : Détermination du point de performance.

Chapitre IV

Figure IV-1: Photo Google de l'emplacement du château d'eau.

Figure IV-2: Paramétrage du spectre RPA99

Figure IV-3 : Modélisation du château d'eau.

Figure IV-4 : Barre de choix des unités

Figure IV-5 : Choix des dimensions de la grille

Figure IV-6 : Ajout d'un nouveau système de coordonnées

Figure IV-7 : Définition du nouveau système de grilles.

Figure IV-8 : Paramétrage de grille.

Figure IV-9 : Définition des hauteurs d'étages

Figure IV-10 : Menu des paramètres et options à définir.

Figure IV-11 : Choix du matériau à définir.

Figure IV-12 : Paramétrage du matériau.

Figure IV-13: Ajout des d'une nouvelle section.

Figure IV-14 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Figure IV-15 : Ajout de nouveaux éléments.

Figure IV-16 : Paramétrage du voile (Wall) ajouté constituant le fut.

Figure IV-17 : Définition des charges a assigner.

Figure IV-18 : Paramétrage du logiciel a fin de développer le spectre sismique.

Figure IV-19 : Définition du spectre de fonction.

Figure IV-20 : Paramétrage du spectre sismique.

Figure IV-21 : Vue en 3d de l'ouvrage.

Figure IV-22 : Division de la cuve en 8 bandes.

Figure IV-23 : Etage de 1 m de hauteur représentant la coupole inférieur et une couronne de 1m de hauteur qui représente la 8eme couronne.

Figure IV-24 : Première couronne.les charges hydrostatiques sont uniformes sur toute la surface de la couronne.

Figure IV-25 : Introduction du chargement Q.

Figure IV-26 : Introduction du chargement G.

Figure IV-27 : Introduction des coefficients pour G et Q.

Figure IV-28 : Choix du type d'appuis

Figure IV-29 : Définition des paramètres et coefficient des masses.

Figure IV-30 : Détails des opérations qu'effectue le logiciel en temps réel.

Figure IV-31 : Menu affichage des résultats « display ».

Figure IV-32 : Choix d'affichages des différents résultats sous forme de tableaux.

Figure IV-33 : Définition du diamètre du nouveau poteau.

Figure IV-34: Définition de l'élément type poteaux.

Figure IV-35 : Dimensionnement et paramétrage de la section.

Figure IV-36 : Vue en 3d du fut équivalent en poteaux-poutres.

Figure IV-37 : Choix du type d'analyse.

Figure IV-38 : Paramétrage de l'analyse gravitaire « GRAV ».

Figure IV-39 : Paramétrage de l'analyse suivant x-x.
Figure IV-40 : Résultat de l'analyse pushover.
Figure IV-41 : Donnés et résultat de l'analyse pushover.
Figure IV-42 : Résultat de l'analyse pushover.
Figure IV-43 : Donnés et résultat de l'analyse pushover.
Figure IV-44 : courbe pushover

Chapitre V

Figure V-1 : représentation de l'intersection du spectre de capacité et les branche d'une famille de spectres demande réduits

Figure V-2 : Diagramme ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) de la demande sismique.

Figure V-3 : Représentation bilinéaire

Figure V-4 : diagramme de ($\xi_{\text{eff}} - S_d$) de la courbe de capacité.

Figure V-5 : Superposition des diagrammes ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)_D et ($\xi_{\text{eff}} - S_d$)_C.

Figure V-6: Intersection de la courbe ξ_{eff} (29%) avec la courbe de capacité au point de performance.

Figure V-7 : Détermination du point de performance en coordonnées (S_d , S_a)

Figure V-8 : Courbe Force – Déformation et critères d'acceptation d'une rotule

Figure V-9 : Palette de couleur des rotules plastiques.

Figure V-10 : Vue en 3D des rotules plastiques de type B a l'étape 4.

Figure V-11 : Vue en 2D des rotules plastiques de type B a l'étape 4.

Figure V-12 : Vue en 3D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

Figure V-13 : Vue en 2D des rotules plastiques de type IO a l'étape 9.

Figure V-14 : Vue en 3D des rotules plastiques de type LS a l'étape 10.

Figure V-15 : Vue en 2D des rotules plastiques de type LS a l'étape 10.

Figure V-16 : Vue en 3D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

Figure V-17 : Vue en 2D des rotules plastiques de type CP a l'étape 12.

Figure V-18 : Vue en 3D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

Figure V-19 : Vue en 2D des rotules plastiques de type C a l'étape 13.

Figure V-20 : Vue en 3D des rotules plastiques de type D a l'étape 14.

Figure V-21 : Vue en 2D des rotules plastiques de type D a l'étape 14.

Figure V-22 : position des niveaux de dommages sur la courbe pushover.

Figure V-23 : Echelle de niveaux d'endommagements proposée.

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II-1 : Valeurs du facteur C_0 .

Tableau II-2 : Valeurs du facteur de modification C_2 .

Chapitre III

Tableau III-1 : Détermination de l'amortissement effectif de la structure.

Tableau III-2 : Type de comportement structurel.

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Poids des différents éléments de la structure et poids total plein et vide.

Tableau IV-2 : hauteur et poids de chaque élément « cuve ».

Tableau IV-1 : Résultats des pressions au point « i ».

Tableau IV-2 : Charges hydrostatique pour chaque couronne.

Tableau IV-3 : résultats de l'analyse pushover ($S_d(C) - S_a(C)$).

Chapitre V

Tableau V-1 : Valeurs de ξ_{eff} en fonction des points S_{di} considérer.

Tableau V-2 : Coordonnée des points A et B de la courbe bilinéaire.

Tableau V-3 : Valeurs de $\xi_{eff}(\%)$ en fonction de (S_{ay}, S_{dy}) , (S_{api}, S_{dpi}) .

Tableau V-4 : coordonnée du point de performance.

Tableau V-5 : coordonnée du point de performance.

Tableau V-6 : récapitulatif des niveaux d'endommagement des rotules.

Bibliographie

Références Bibliographique

Ouvrage

A.K.Chopra, R.K.Goel, "A modal pushover analysis procedure for seismic demands for buildings". Earthquake Engineering and structural dynamics 3, 2002.

Aknouche hassan « *Analyse statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé* », séminaire CTC centre, Algér 2008.

P.Fajfar, Structural analysis in earthquake engineering. A breakthrough of simplified non linear methods. In : proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Kynotepaper. 2002.

P.Fajfar, & P.Gaspersic, The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996.

SK.Kunnath, « identification of modal combinations for nonlinear static analysis of buildings structures », computer-aided Civil and Infrastructure Engineering.19 : 282-295, 2004.

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.

Nicolas Greffet « Instabilité non linéaire de grands réservoirs sous séisme, de l'approche réglementaire vers le transitoire couplé fluide-structure » (EDF/R&D Greffet, 2003), Applied Technology Council's documents ATC-13 (1985) et ATC-40 (1996)

Youssef BELMOUDEN « Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre ». Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire d'informatique et de mécanique appliquées à la construction (IMAC), GC G1494, ENAC-IS-IMAC, CH-1015 Lausanne, Suisse. e-mail : youssef.belmouden@epfl.ch

A.CAPRA et V.DAVIDOVICI, Calcul Dynamique Des Structures En Zone Sismique, Editions Eyrolles.

Hamou kada , Ramdane kheir Eddine « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover Département de génie civil ». U.S.T.O BP1505EL MNAOUER ORAN ALGERIE. 1E-MAIL : hamou_kada@yahoo.fr

M. HEMSAS^{1,2,3} , S.M. ELACHACHI¹ « Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique »,2007.

1- CDGA, Université Bordeaux 1, Av des Facultés, 33405 Talence, France.

2- Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, BP 1505, El M'naouar, 31000, Oran, Algérie.

3- Université de Mascara, BP 763, Route de Mamounia, 29000, Mascara, Algérie.

m.hemsas@cdga.u-bordeaux1.fr, sm.elachachi@cdga.u-bordeaux1.fr

Applied technology Council, ATC-40, 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1-2, Redwood City, California.

Eurocode 8. (2003). ‘‘ Calcul des structures pour leur résistance aux séismes’’ - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

Mémoire

ANKIK Djamel « Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments », Option : Structure et Matériaux. Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2013.

BELKHEIR Mohammed Aghiles « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes », Mémoire de Magister, Option: Structures et matériaux. Université de mouloud Mammeri Juillet 2012 .

BOUKAIS Said « Etude d'un château d'eau tronconique de capacité 1500m³ implanté à Berrahmoune-commune de Corso Wilaya de Boumerdes », Mémoire d'ingénieur, Option: Constructions Hydrauliques et Aménagements. Université de HOUARI Boumediene d'Alger 2011-2012

BOUSSA LEILA « Effet de comportement sur les structure en béton armée », Mémoire de magister, Option : Sol structure et matériau. Université M'Hamed Bougara-boumerdes (2011-2012).

HAMMOUM Hocine « Diagnostic et analyse de risques lies au vieillissement des réservoirs en béton armée. Développement de la méthode d'aide a l'expertise », Mémoire de doctorat, Option : construction hydraulique et aménagement. Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2012.

Hemsas Miloud « *Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique* », thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France, 2010.

Amar KAHIL « Evaluation de la performance sismique des bâtiments », MÉMOIRE DE MAGISTER, OPTION : STRUCTURE ET MATÉRIAUX. Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2008.

LAFI Djamel Eddine « Evaluation de la capacité portantes des structures par la méthode pushover », Mémoire de magister, Option : Construction en zones sismiques. Université Hadj Lakhdar-Batna 2012.

AIT LHADJ Lamia « application de l'analyse non linéaire sur un immeuble surmenté d'un réservoir de capacité 400 m³ », Mémoire de master, Option : STRUCTURE ET MATÉRIAUX. Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2013.

