

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

694

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



## Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de : Génie Civil & Hydraulique  
Spécialité : Génie civil  
Option : Conception et calcul des constructions

Présenté par :  
HAZZAR Ammar  
CHAROUF Mohammed

Thème :

**ETUDE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS  
SUPERFICIELLES EN ZONE SISMIQUE**

Sous la direction de : Dr CHERAIT Yacine

Juin 2011



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله رب العالمين ، والصلاة والسلام على أشرف الأنبياء والمرسلين نبينا محمد وعلى آله

وصحبه أجمعين ؛ أما بعد :

عملا بقول الرسول ﷺ " من صنع إليكم معروفا فكافئوه فإن لم تجدوا ما تكافئونه

فادعوا له حتى تروا أنكم قد كافأتموه " .

نتقدم بجزيل الشكر والتقدير إلى من ساهم من قريب أو من بعيد، بكثير أو قليل في إعداد

هذا العمل المتواضع، ونخص بالذكر الأستاذ الفاضل « شريط ياسين » الذي أشرف على

إنجاز هذه المذكرة، ولولا توجيهاته ونصائحه القيمة لما تمكنا من إتمامه والحمد لله .

كما نتوجه بأسمى عبارات العرفان والتقدير لجميع أساتذة قسم الهندسة المدنية والري

والله الموفق .

# الاهداء



«وما توفيق إلا بالله عليه توكلت واليه أنيب»

## بسم الله الرحمن الرحيم

والصلاة والسلام على اشرف المرسلين محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء  
والمرسلين أما بعد:

اهدي هذا العمل المتواضع .

إلى اللذين تعبوا وربيا وسهرا الليالي إلى أغلى شيء في الوجود إلى أحب  
شخصين في هذا الكون بعد الله ورسوله الكريم واللذان أسأل الله أن يطيل  
عمرهم كي انعم بنورهما.

إلى اللذان جعلاني رجلا وافنيا عمرهما من اجل راحتي ودراستي.

## والدي الكريمين

إلى جدي **محمد** وجدتي **ربحية** وجدي **عيسى** وزوجته **فتيحة** وجدتي رحمها  
الله **فاطيمة** وإلى كل الإخوة الأعراء - **عبود** - **حسام** - **هدى** وزوجها **فريد**  
وأبنائهم **الصغار سيف** و**تسنيم**. وإلى عمي الذي هو كابي وأخي وصديقي  
**ريضا** وإلى زوجته طيبة القلب **سعاد** وأبنائهم **وائل** و**شيماء** وإلى جميع عماتي و  
خالاتي و أزواجهم وأبنائهم. وكل الأهل والأقارب و إلى كل من ارتبط اسمه  
بعائلتي **هزار** و **زيتوني**. وإلى أخي **محمد شروف** وكل عائلته... وإلى الأستاذ  
الدكتور **شريط ياسين** وإلى الأستاذ **لعواودة جمال**. وإلى جميع عمال المحافظة  
العقارية. وإلى رفقاء العشرة اللذين من أولهم إلى آخرهم خاصة : \* - **حسام** -  
**موسى** - **هارون** - **كمال** - **شعيب** - **حسين** - **رابح** - **مجيد** - **كريم** - **فيصل** - **مهدي** - **خالد** -  
**اسحاق** - **عاطف** - **مصطفى** - **علي** - **محسن** - **محمد** - **بدرى** - **ليبيب** - **بلال** - **شمس الدين** -  
**هشام** - **طارق** \* - **أمينة** - **نوال** - **سارة** - **حورية** \* . إلى كل طلبة الهندسة المدنية  
واخص بالذكر دفعة السنة الثانية ماستر 2011 برمتهم.



10.2 ANALYSE DYNAMIQUE (METHODE D'ANALYSE SPECTRALE MODALE).....	61
<b>11. METHODOLOGIE DE L'ETUDE.....</b>	<b>61</b>
<b>12. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>61</b>

## **Chapitre 4 : RESULTATS ET DISCUSSIONS**

<b>1. Dimensionnement des semelles isolées.....</b>	<b>63</b>
<b>2. Détermination des armatures dans les semelles isolées.....</b>	<b>65</b>
<b>3. RESULTATS.....</b>	<b>66</b>
3.1. Incidence du site sur les sollicitations développées dans la structure.....	66
3.2 incidence sur l'effort normal de compression dans les poteaux.....	66
3.3 Incidence du site sur les moments fléchissants.....	67
3.4 Incidence du zonage sismique sur les sollicitations développées dans la structure.....	68
3.5 Incidence sur l'effort normal de compression dans les poteaux.....	68
3.6 Incidence du site sur les moments fléchissant.....	69
<b>Conclusions et perspectives.....</b>	<b>76</b>

### **BIBLIOGRAPHIE**

### **NETOGRAPHIE**



**DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES UTILISES**

**ANNEXE I**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**ETUDE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS****SUPERFICIELLES EN ZONE SISMIQUE :****INCIDENCE DU ZONAGE ET DU SITE****Résumé**

Le séisme constitue sans aucun doute le déficit majeur dans le domaine de la construction. En Algérie il a été la cause de dégâts matériels et humains considérables. Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude s'articule autour de l'étude d'une partie importante des ouvrages que sont les fondations implantées en zone sismique. Nous traiterons également des incidences du zonage sismique et du site d'implantation sur le dimensionnement et le ferrailage des semelles de types isolées.

**Mots clés** : Zonage sismique - Effet de site - Fondations superficielles - Modélisation - RPA2003.

## INTRODUCTION GENERALE SUR LES RISQUES NATURELS

L'espèce humaine est confrontée à divers risques potentiels, tels que les séismes, les inondations, les mouvements de terrains ou risque géologiques (qui comprennent les glissements de terrain, les sols gonflants, les tassements de sol, le recul des falaises, les avancées de dune), les vents violents (tempêtes marines, vent de sable), la sécheresse et la désertification, etc.

L'Algérie indépendante a quant à elle connue plusieurs catastrophes naturelles de grandes ampleurs, citons à titre d'exemples:

- ⇒ le séisme d'El Asnam du 10/10/1980 ;
- ⇒ les inondations de Beb el oued en novembre 2001 ;
- ⇒ les glissements de terrain de grandes ampleurs dans les wilayas de Constantine, Skikda, Souk Ahras ;
- ⇒ le séisme de Boumerdes du 21/05/2003 ;
- ⇒ les inondations de Ghardaïa et Béchar en 2008.

Rien que pour l'année 2010, et selon le réassureur Allemand Munich Re, les catastrophes naturels ont fait plus de 295000 morts (dont 222570 pour le seul séisme qui a ébranlé d'Haïti au mois de janvier 2010) et 130 milliards de dollars de dégâts matériels. Encore tout récemment, un séisme de magnitude 9 à ébranlé le Japon causant la mort de plusieurs milliers de personnes et des dégâts matériels de plus de 200 milliards de dollars. Mais parmi tous les risques cités précédemment c'est sans conteste le séisme qui reste de loin le risque naturel le plus dangereux.



**Objectifs du travail**

Les objectifs visés par notre travail de mémoire de Master et intitulé «étude du Comportement des fondations superficielles en zones sismiques» est de présenter :

- ⇒ Une synthèse sur le comportement des fondations superficielles sous actions sismiques,
- ⇒ Les différentes solutions envisageables pour limiter les dégâts,
- ⇒ D'étudier, à travers une modélisation d'une structure de bâtiment à usage d'habitation, l'incidence du zonage et du site d'implantation sur le dimensionnement des semelles isolées.

## Chapitre 1

### NOTIONS DE SISMOLOGIE

Cette partie du travail sera axée sur des rappels de sismologie; science qui s'intéresse à l'étude des tremblements de terre. Nous présenterons également, de manière sommaire, les bilans des deux séismes qui ont ébranlés la région d'El Asnam (10.10.1980) et celle de Boumerdes (21.05.2003)

#### 1. INTRODUCTION

Les séismes ou tremblements des terres constituent les risques naturels les plus dévastateurs dans le monde. Ces phénomènes sont en effet associés à des dégâts matériels et humains considérables. A titre d'exemple, le séisme qui a ébranlé la côte indonésienne en 2004 a coûté la vie à plus de 240000 personnes.

##### 1.2. Définition du séisme

Le séisme se définit comme étant des secousses brusques d'une région de l'écorce terrestre à une certaine profondeur, à partir d'un épicode. D'autres synonymes : secousse sismique ou tellurique, et tremblement de terre. Les photos suivantes montrent clairement les dégâts considérables que provoquent les séismes sur ouvrages.



*Figure 1.1 : Boumerdes (Algérie, 2003)*



*Figure 1.2 : Izmit (Turquie, 1999)*



*Figure 1.3 : Alaska (USA, 1964), Kobe (Japon, 1995)*



Les statistiques disponibles affirment qu'en un millénaire, les séismes ont décimés plus de 5 millions d'êtres humains. Les dégâts matériels occasionnés sont aussi considérables comme l'attestent les chiffres du tableau suivant :

**TABLEAU 1.1** : Estimation des dégâts matériels causés par les séismes

Date	Région (Pays)	Estimation des dégâts en millions de dollars US
1963	Skopje (Yougoslavie)	500
1964	Alaska (USA)	538
1968	Sicile (Italie)	320
1972	Managua (Nicaragua)	800
1980	El Asnam (Algérie)	2000
2003	Boumerdes (Algérie)	3000

### 1.3. Causes des séismes

Les sismologues pensent que les séismes sont dus aux fracturations des roches en profondeur. Ces fracturations sont dues à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. De nos jours l'origine des séismes est expliquée par la théorie de la tectonique des plaques.

#### Présentation sommaire de la théorie de la tectonique des plaques

La structure interne de la planète terre est constituée de plusieurs couches superposées dont notamment :

- ⇒ **la croûte** : elle représente la partie la plus superficielle, on y distingue la croûte continentale, épaisse de 30km en moyenne et constituée de roches sédimentaires et granitiques, et la croûte océanique plus mince, puisqu'elle s'étale sur 7km et elle est de nature basaltique ;

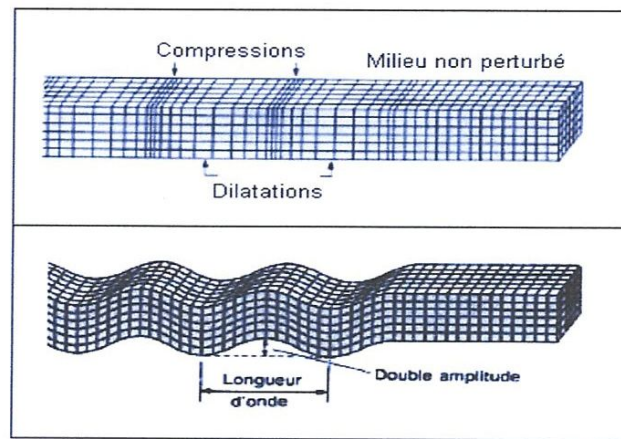


Figure 1.8 : Ondes de compression  $P$  et de cisaillement  $S$

### Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface. On distingue principalement :

- ⇒ **les ondes "R" ou ondes de Rayleigh** : ce sont des ondes pour lesquelles les points décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation ,
- ⇒ **les ondes «Q» ou ondes Loves** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la direction de propagation.

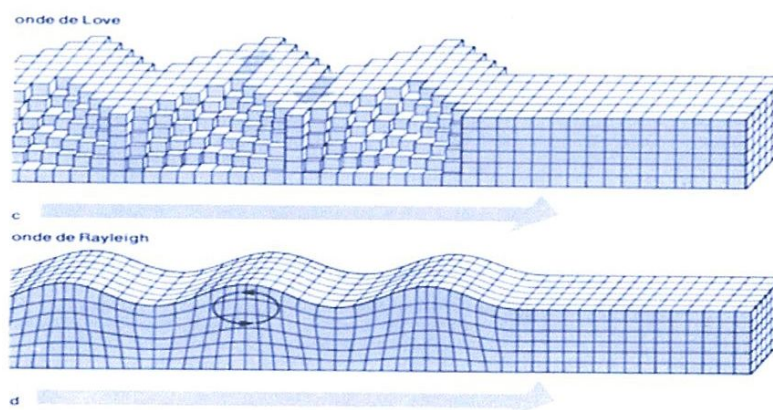


Figure 1.9 : Ondes Loves (a), et de Rayleigh (b)

L'identification des différentes phases d'ondes (ondes  $P$  et  $S$ ,) s'effectue à l'aide d'appareils appelés *sismogrammes* placés à différents endroits.

De nos jours, grâce à l'utilisation des données d'un grand nombre de stations, les ordinateurs permettent la détermination avec une grande précision l'hypocentre d'un séisme.

### Vitesses de propagation des ondes sismiques

Pour les sols élastiques, homogènes et isotropes, l'équation d'ondes donne, pour les vitesses des ondes les expressions suivantes :

⇒ **Ondes primaires  $P$  :**

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (1.1)$$

⇒ **Ondes secondaires  $S$  :**

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (1.2)$$

avec :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (1.3)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.4)$$

Dans ces expressions ( $\lambda$ ,  $G$ ) représentent les constantes de Lamé ; et  $\nu$  le coefficient de poisson.



Le rapport des vitesses de propagation des ondes  $P$  et  $S$  peut se mettre sous la forme :

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (1.5)$$

Il apparaît selon l'expression (1.5) que le rapport des vitesses des ondes primaires et secondaires ne dépend que du seul coefficient de poisson du sol.

D'une manière générale les ondes longitudinales  $P$  se propagent, en moyenne, à environ une fois et demie plus vite que les ondes transversales  $S$ , et ce dans l'hypothèse d'un sol homogène et élastique évidemment.

### 2.3 Modes de ruines liés aux séismes

Les dégâts sismiques peuvent avoir diverses origines :

- ⇒ les déplacements de sol résultant de l'effet des ondes sismiques, des mouvements de failles, ou de l'interaction sol structures et pouvant aller jusqu'à la rupture du sol, éventuellement de grande ampleur ;
- ⇒ les vibrations transmises aux structures par l'intermédiaire du sol ;
- ⇒ les raz-de-marée (tsunami) ;
- ⇒ les effets secondaires tels que les incendies et les inondations.

Les deux premiers phénomènes cités précédemment ont été largement observés lors des séismes d'El Asnam et de Boumerdes. Les raz-de-marée sont devenus tristement célèbres lors du séisme de Sumatra en 2004, ou des images retransmises à l'échelle mondiale, ont montrées des vagues immenses emportant tout sur leur passage. Ce jour là, le tsunami a causé la mort d'environ 200000 personnes. Dans le paragraphe suivant nous allons présenter de manière brève le

tsunami, en signalant que la mer méditerranéenne n'est pas à l'abri d'un tel phénomène.

#### 2.4 Caractérisation des séismes

Actuellement nous disposons de deux méthodes pour la mesure de la puissance ou la taille d'un séisme : la première repose sur l'intensité (*Mercalli, MSK*) et la seconde sur la magnitude, notion proposée pour la première fois par *Richter* en 1934.

##### Echelle de Richter

Si l'on cherche à connaître la force d'un séisme, indépendamment de la densité de population et du mode de construction, il serait plus judicieux, dans ce cas, de mesurer l'amplitude ou la longueur d'onde du signal généré par le séisme sur des sismogrammes. Ainsi le séisme se caractérise par sa magnitude, grandeur quantifiée par l'échelle de *Richter* qui comporte 9 degrés. La magnitude définit la quantité d'énergie libérée au foyer par le mécanisme sismique. Ainsi il n'y a qu'une valeur par séisme.

##### Définition de la magnitude

C'est une notion introduite pour la première fois, par *Richter* en 1935, elle représente une quantité logarithmique calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par des sismogrammes, soit à partir de la durée du séisme. La magnitude peut être négative ou positive. La plus grande magnitude mesurée jusqu'à ce jour est de 9,5 et correspond au séisme qui a touché le Chili en 1960 en provoquant une faille gigantesque s'étalant sur plus de 1000km.

Dans la littérature spécialisée, on trouve plusieurs expressions analytiques qui lient la magnitude ( $M$ ) à l'énergie libérée ( $E$ ).

$$\text{Log}(E) = 11,4 + 1,5M \quad (1.6)$$

dans cette expression, l'énergie est exprimée en Erg.

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le déplacement maximal du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques centimètres en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique.

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone de sismicité moyenne.

### **2.5 Etude instrumentale des séismes : les sismogrammes**

C'est Felippo Cecchi qui a construit le premier sismomètre capable d'enregistrer les mouvements du sol en fonction du temps. Par la suite Robert Mallet étudia, entre 1830 et 1850, la propagation d'ondes issues d'explosions artificielles. Il inventa le terme *séismologie*, traduit en français par les termes *sismologie* ou *séismologie*.

Le sismomètre est un pendule à forte inertie relié à un bâti ou support solidaire du sol et de ses mouvements. Le pendule est relié au support avec un seul degré de liberté (axe de rotation) qui, suivant son orientation, permet d'enregistrer soit les mouvements horizontaux, soit les mouvements verticaux du sol. Lorsqu'un train d'ondes se propage, le support se déplace avec le sol, tandis que le pendule tend à rester immobile à cause de son inertie. Le mouvement relatif entre pendule et support est amplifié puis enregistré de façon graphique ou numérique. L'appareil comporte un système d'amortissement et un dispositif enregistrant simultanément le temps. De nos jours, on utilise des sismographes électromagnétiques qui mesurent la vitesse de mouvement du sol.



La figure suivante présente les principaux constituants des sismomètres horizontaux et verticaux.

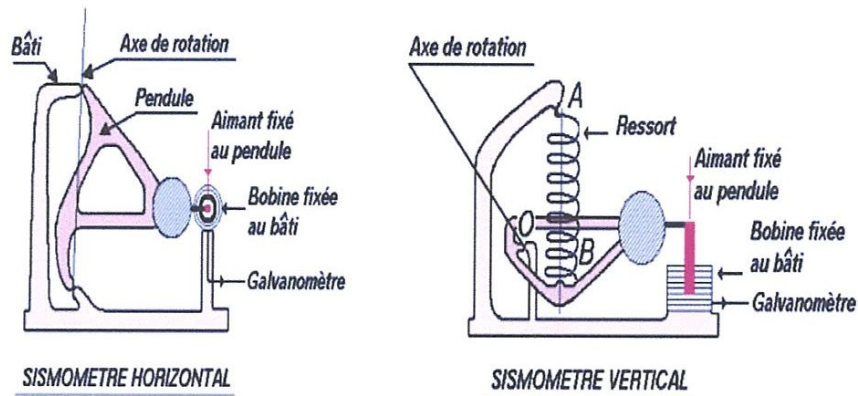


Figure 1.10 : Schémas des sismomètres horizontaux et verticaux

### 3. SISMICITE ALGERIENNE

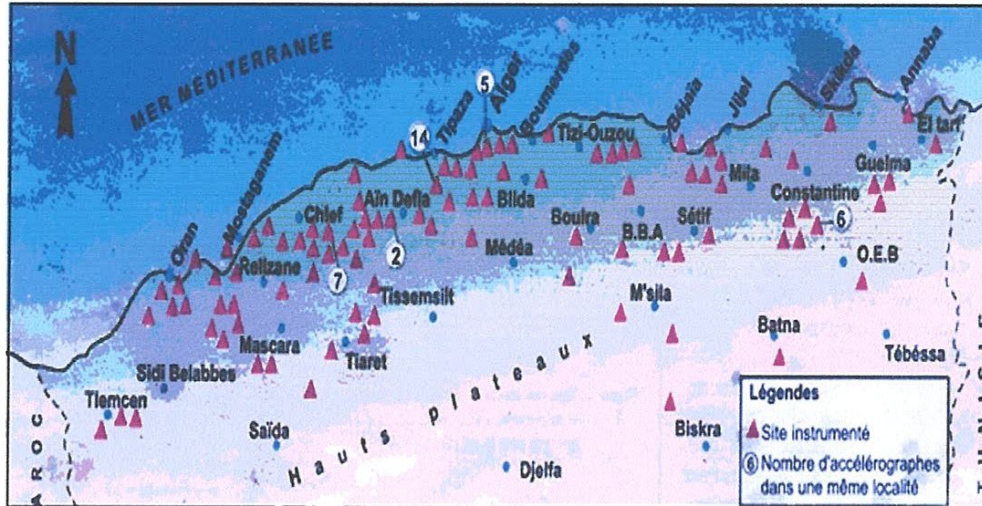
Pour l'étude des tremblements de terre, notre pays s'est doté d'un centre de recherche appliquée en génie parasismique (CRAGC) (ci-après une photo de son siège central).



Figure 1.11 : Centre national de recherche appliquée en Génie sismique

### 3.1 Réseau national des sismogrammes

Toujours et pour mieux suivre l'activité sismique en Algérie, les autorités ont décidé à partir de 1976 d'équiper tout le territoire national d'un réseau de sismogrammes (voir figure suivante).



*Figure 1.12 : Emplacement des sismomètres sur le territoire national*

La figure présente la disposition de l'emplacement des sismomètres sur le territoire national, en remarquant que c'est principalement le nord du pays qui est le plus équipé.

### 3.2 Réglementation parasismique Algérienne

Les règles Parasismiques Algériennes, plus connues par le RPA/2003, représentent le document technique réglementaire en vigueur en Algérie qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour les ouvrages courants, les objectifs visés consistent à doter la structure :

- ⇒ *d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent ;*
- ⇒ *d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.*

Pour les ouvrages vitaux (centre de commandement, casernes de pompiers, hôpitaux, etc.), la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse **demeurer opérationnel** immédiatement après un séisme majeur.

## **4. BILANS DES SEISMES D'EL ASNAM ET DE BOUMERDES**

### **4.1 Séisme d'El Asnam du 10 Octobre 1980**

Le dix Octobre 1980, à 12h et 25mn précisément, un séisme de magnitude 7,3 frappa la ville d'El Asnam, suivi de deux répliques importantes (M=6 et 6,1) à quelques heures d'intervalles générant une faille de nature inverse de près de 40km de long.





**Figure 1.13** : Faille engendrée par le séisme d'El Asnam du 10/10/1980

Selon un bilan officiel de la protection civile, le séisme du 10/10/1980 a provoqué les pertes suivantes :

**Pertes humaines et nombre des sinistrés :**

- ⇒ 2633 morts ;
- ⇒ 8369 blessés ;
- ⇒ 348 disparus ;
- ⇒ 478948 sinistrés.

**Pertes matérielles :**

- ⇒ 212 édifices publics détruits ;
- ⇒ 785 édifices endommagés ;
- ⇒ 29747 logements détruits ;
- ⇒ 24609 logements endommagés ;
- ⇒ 307 locaux commerciaux endommagés.





**Figure 1.14** : Exemple d'effondrements d'immeubles lors du séisme du 10/10/80

Les dégâts matériels sur l'ensemble des structures ont été évalués à plus de deux milliards de dollars, ce qui représentait à l'époque environ 20% des rentrées en devises du pays.

#### **Effets sur les réseaux vitaux et ouvrages d'arts**

- ⇒ **Ouvrages d'arts (barrages et ponts)** : les barrages de la région n'ont subi aucun dommage sérieux. Seuls trois ponts ont été gravement endommagés ;
- ⇒ **Réseaux routiers** : l'ensemble du réseau routier dans la zone épiscopale a été sévèrement endommagé. Les routes ont été coupées en plusieurs endroits par des crevasses de 2m de large ;
- ⇒ **Voie ferrée** : la voie ferrée a été endommagée sur plus de 30km, avec des distorsions des rails à la suite des déformations de sol ;
- ⇒ **Réseaux de télécommunications** : le réseau téléphonique a subi des dommages sur plus de 100km ;
- ⇒ **Réseau électriques et gaziers** : d'une manière générale ces deux réseaux n'ont pas subi de dommages notables ;



*Figure 1.15 : Fractures du sol observées lors du séisme du 10/10/1980*

#### **4.2 Bilan du séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003**

Le 21 Mai 2003 un tremblement de terre violent a secoué la Wilaya de Boumerdes et ses environs. La magnitude était de 6,8 sur l'échelle de Richter et la profondeur de l'épicentre était d'à peine de 10km (il s'agissait donc d'un séisme superficiel), ce qui peut expliquer, toute au moins en partie, les dégâts considérables observés. Le choc principal s'est produit à 19h 44mn et a été suivi immédiatement par de très nombreuses répliques, de plus faibles intensités.

L'épicentre du séisme a été localisé en mer très proche du littoral, à 60km au Nord-Est de la capitale Alger, et plus précisément à quatre kilomètres de la côte, entre Zemmouri et Boumerdes. La faille générée a atteint environ entre 20 et 30km de longueur.

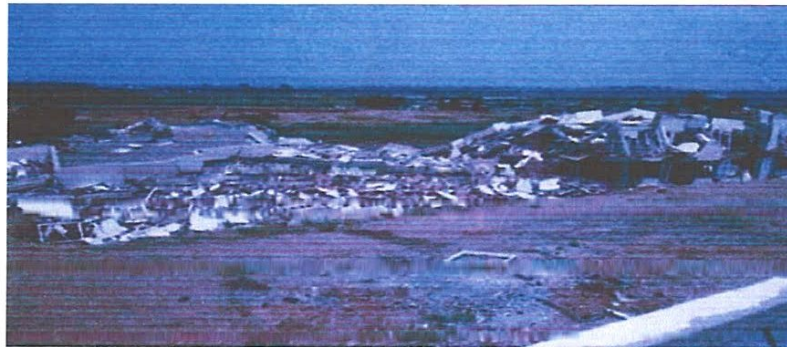
Selon un bilan officiel, les pertes générées par le séisme du 21/05/2003 s'élèvent comme suit :

- ⇒ 1382 morts et 3442 blessés pour la seule Wilaya de Boumerdes ;
- ⇒ 883 morts et 6787 blessés pour la Wilaya d'Alger ;



⇒ Ailleurs on déplore 7 morts et 261 blessés à Tizi Ouzou, 2 morts et 127 blessés à Bouira et 2 morts et 3 blessés à Bejaia.

Les photos suivantes, qui montrent des centaines d'immeubles effondrés, illustrent bien l'ampleur de la catastrophe.



**Figure 1.16** : Ampleur des dégâts du séisme de Boumerdes

## Conclusions du chapitre

Cette brève synthèse sur le séisme, nous a permis en premier lieu de rappeler quelques notions fondamentales de sismologie et de mettre surtout en lumière la dangerosité de ce phénomène tant sur les ouvrages que sur les humains. Les bilans chiffrés présentés des deux séismes majeurs qui ont ébranlés certaines wilayas, montrent bien la vulnérabilité de notre pays vis-à-vis de ce phénomène.

Dans le second chapitre, nous allons présenter une deuxième synthèse d'expertise sur le comportement des fondations en zones sismiques, ainsi que les solutions technologiques développées pour y assurer un bon comportement des fondations des ouvrages lors des tremblements de terres.



## Chapitre 2

# COMPORTEMENT DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE

### 1. INTRODUCTION

La fondation est la partie d'une structure qui garantit le transfert, en toute sécurité, des charges de la structure au sol. Cachées en sous sol, fréquemment inaccessibles ou simplement négligés lors des inspections après un séisme, les systèmes de fondation sont aussi soumis à l'action des sollicitations sismiques et ils peuvent subir des dommages importants avec des conséquences parfois très graves pour la structure.

Avant d'entamer la présentation d'une synthèse bibliographique sur le comportement des fondations lors des séismes, ci-après un bref rappel sur la conception générale des fondations.

### 2. CONCEPTION DES FONDATIONS

Les fondations sont réalisées selon des méthodes et des dispositions techniques contenues dans les documents techniques réglementaires (D.T.R) en vigueur dans chaque pays (La liste des DTR Algériens relative aux fondations est présentée en bibliographie).

#### 2.1. Choix du type de fondation

En général, le choix du type de fondation s'effectue à partir de deux critères principaux :

- ⇒ assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble ;
- ⇒ adopter une solution économique.

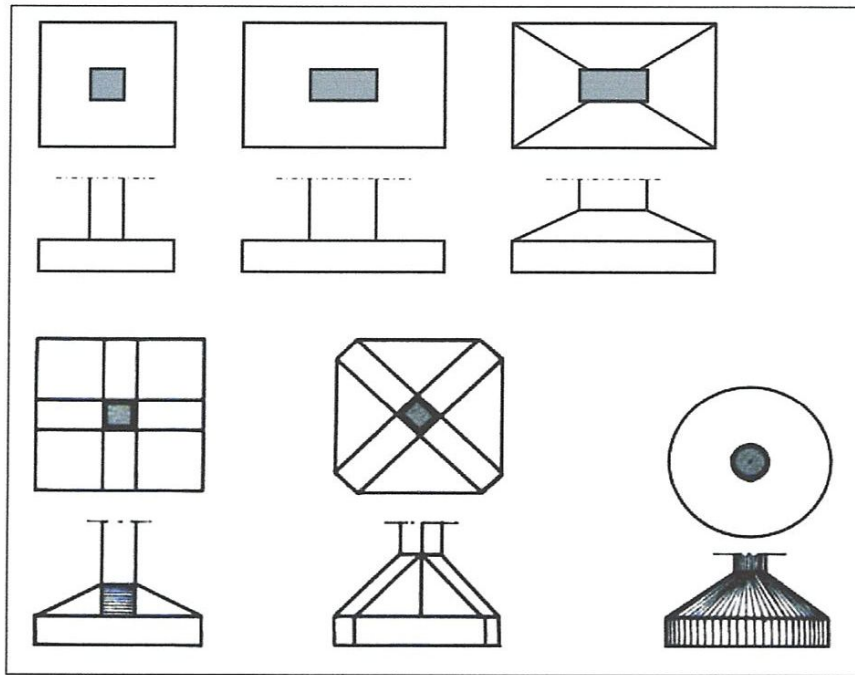


Figure 2.1 : Formes courantes des fondations isolées

Type des fondations superficielles

1) Semelles filantes sous mur :

Il s'agit de semelles continues ayant le même contour que le mur supporté

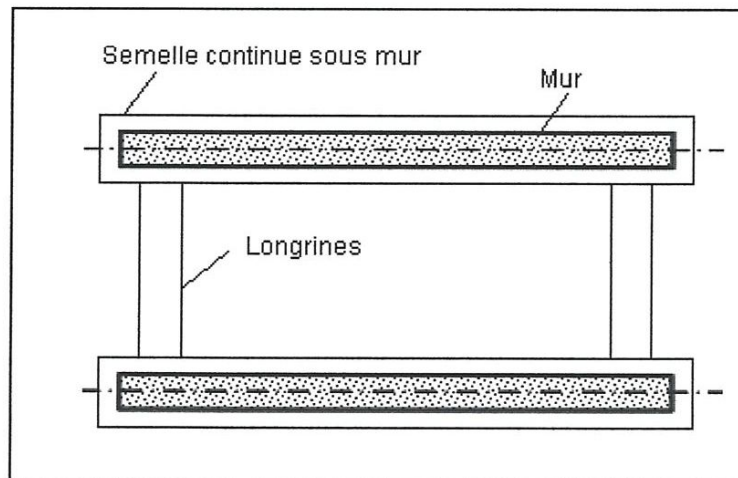
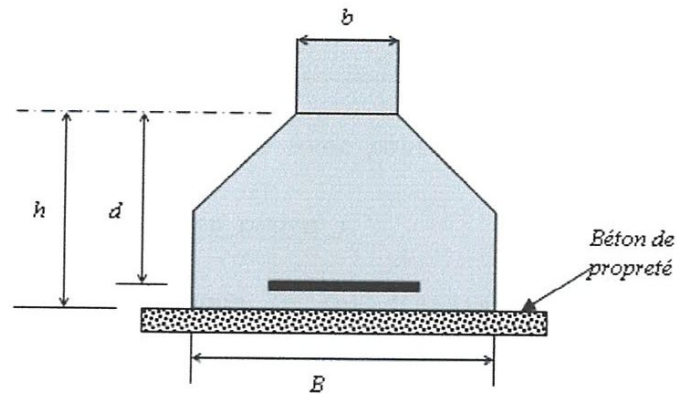


Figure 2.2 : Semelle filante sous mur

La semelle pourra être pleine ou évidée.

La section de la semelle peut être trapézoïdale ou rectangulaire. La semelle doit reposer sur le sol de fondation par l'intermédiaire d'une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur, débordant la semelle de 5 à 10cm.



**Figure 2.3** : Semelle en béton armé

Chaque fois que possible, la semelle sera centrée sur le mur.

### 2) Semelles excentrées :

Une semelle est excentrée lorsque la résultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec le centre de gravité de la semelle. Un tel cas peut se présenter, par exemple, pour des murs mitoyens. L'équilibre exige que la résultante des pressions sur le terrain soit égale et directement opposée à l'effort vertical agissant sur le poteau. Par conséquent, la répartition ne peut être uniforme.

### 3) Poutre de redressement :

Pour maintenir une répartition uniforme des contraintes sur le sol, on pourra prévoir des poutres de redressement liées à une file de points d'appui voisins de l'ouvrage. On peut disposer une longrine de redressement, dont l'effet est d'assurer le transfert de la charge au centre de la semelle.

En zone sismique A.Fuentes propose de réduire de moitié cette limite.

5) Les radiers :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné, ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plupart des cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

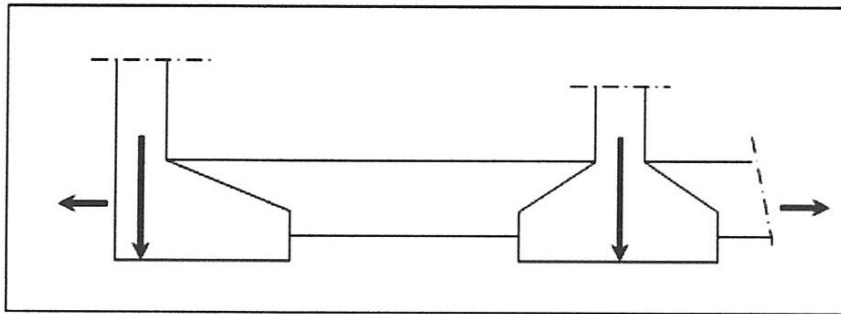
Le radier peut être également utilisé pour enjamber des zones faibles et compressibles, qui auraient été dangereuses pour les semelles isolées. Un radier est utile quand il faut résister à une forte sous-pression (présence d'une nappe d'eau). D'abord, il permet d'opposer à la sous pression le poids des poteaux et par suite celui de la construction. Puis son propre poids contribue à l'équilibre. Enfin, on peut rendre plus facilement étanche une fondation continue qu'un ensemble de semelles isolées, réunies par la dalle constituant le sous - sol de l'ouvrage.

Il permet également des économies substantielles dans l'élaboration du projet de la construction. L'utilisation d'une structure continue à la place d'une série de semelles isolées rend possible la réduction de l'épaisseur de la dalle et la densité des ferrailages. D'où une diminution importante dans le prix de la construction. La solution du radier général permet de réduire certains désordres ultérieurs à craindre en raison des tassements éventuels.



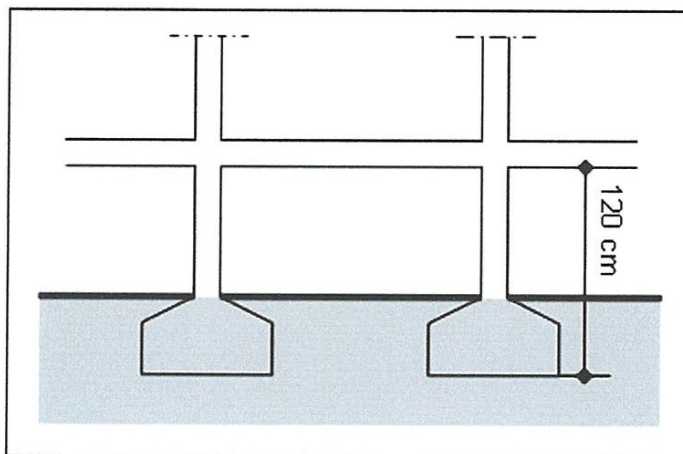
### 3. SOLIDARISATION DES ELEMENTS VERTICAUX

En zone sismique l'action dynamique vient du sol d'assise, ainsi il est fondamental de liasonner tous les points d'appui d'un même bloc qui doivent être solidarises par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.



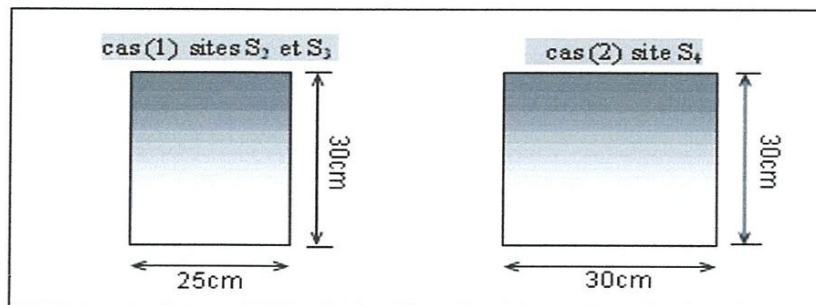
*Figure 2.6 : Fonction de la longrine de redressement*

La liaison peut également être assurée par le plancher du vide sanitaire dont la sous face n'est pas distante de plus de 120cm de la base de la fondation.



*Figure 2.7*

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, en fonction du site, sont illustrées sur le graphique suivant :



**Figure 2.8** : Dimensions minimales des longrines, en fonction du site

Les longrines sont généralement conçues et calculées pour résister à un effort traction pur.

#### 4. RECONNAISSANCE DES SOLS

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Aussi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie des sols, laquelle, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais In situ et en laboratoire.

La présence du risque séisme rend cette étude plus nécessaire encore, puisque le sol d'assise se trouve en mouvement, et d'autres phénomènes plus spécifiques peuvent apparaître tels que la liquéfaction, les tassements importants et une perte de capacité. Ainsi l'étude du sol devra être suffisamment détaillée pour permettre de déterminer les propriétés mécaniques du sol et de le classer dans le site normalisé adéquat.

**4.1. Essais en laboratoire**

Au laboratoire on procède à un certain nombre d'essais qui donnent les principales caractéristiques du sol analysé, consignées dans un rapport.

**Prélèvement d'échantillons**

Les prélèvements doivent s'effectuer selon un mode opératoire précis. Ainsi on distingue les prélèvements d'échantillons *remaniés* et les échantillons *intacts*. Le type de carottier est choisi en fonction du terrain rencontré.

Pour chaque prélèvement, il est établi une fiche de carottage comportant une suite de renseignements identifiant le carottage, tels que :

- ⇒ la date du prélèvement ;
- ⇒ la profondeur ;
- ⇒ le type de carottier utilisé.

Un grand soin doit être apporté à la conservation des carottes jusqu'au laboratoire, pour que l'échantillon analysé soit le plus proche possible de la réalité *In Situ*. C'est ainsi qu'on utilise des emballages rigides, et étanches.

**Nature des essais**

Les échantillons servent à établir les propriétés et caractéristiques suivantes :

- ⇒ le teneur en eau d'un sol ;
- ⇒ son poids spécifique ;
- ⇒ ses limites d'Atterberg ;
- ⇒ sa granulométrie ;
- ⇒ le pourcentage des matières organiques ;
- ⇒ son équivalent de sable.

On peut également effectuer différents essais :

- ⇒ essai de cisaillement direct ;
- ⇒ essai triaxial ;
- ⇒ essai de compression simple ;
- ⇒ essai œdométrique ;
- ⇒ essai Proctor ;
- ⇒ essai CBR.



#### **4.2. Essais in situ**

Le géotechnicien et l'ingénieur géologue dispose de nos jours d'une multitude de techniques et d'essais pour entreprendre son travail. Cette étude pourra être sommaire ou approfondie, en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage.

#### **Reconnaissance géologique**

L'identification du sol est faite par une simple observation visuelle des différentes couches prélevées du sol, confirmée, éventuellement, par l'examen des cartes géologiques disponibles.

#### **Fuits, galeries ou tranchées**

Ils sont exécutés, par exemple avec une pelle mécanique; le travail peut s'avérer difficile dans le cas des sols sans cohésion ou lorsqu'on est en présence d'une nappe aquifère.

#### **Sondages**

Ils s'opèrent par forages de petites sections, ce qui permet d'identifier les couches à différentes profondeurs par examen des sols extraits, on pourra procéder à des prélèvements d'échantillons.





Figure 2.9 : Photo d'un pressiomètre en activité

## 5. CATEGORIES ET CRITERES DE CLASSIFICATION

La nature des sols doit être déterminée sur la base des paramètres géotechniques (nature géologique, angle de frottement, cohésion, etc.) résultants de la reconnaissance du site. En fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, les règles parasismiques Algériennes définissent quatre types de sites, classés principalement en fonction de leur vitesse d'onde de cisaillement, vitesse définie par l'expression suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.1)$$

avec :

$G$  = module de cisaillement instantané initial ;

$\rho$  = masse volumique du sol sous la fondation.

En fonction de la valeur de la vitesse des ondes, les règles parasismiques Algériennes classent les sols en quatre sites, présentés ci-après :

- ⇒ **Catégorie  $S_1$**  (site rocheux) : elle correspond aux roches ou toute autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 800m/s ;
- ⇒ **Catégorie  $S_2$**  (site ferme) : elle correspond à des dépôts de sables et de graviers très denses, ou d'argiles sur consolidées sur une épaisseur de 10 à 20m, avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 400m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ⇒ **Catégorie  $S_3$**  (site meuble) : elle correspond à des dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 200m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ⇒ **Catégorie  $S_4$**  (site très meuble) : elle correspond soit à des dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure à 200m/s dans les 20 premiers mètres ; ou encore à des dépôts d'argile molle à moyennement raide avec vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure 200m/s dans les 20 premiers mètres.

Il est également possible de classer les sites à partir des résultats d'autres essais, tels que le pénétromètre statique, le pressiomètre et le SPT.

## 6. COMPORTEMENT DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE

Les expertises entreprises de par le monde montrent que d'une manière générale les fondations se comportent plutôt assez bien sous l'action sismique et que hormis les cas de liquéfaction, les ruptures des fondations étaient pratiquement inexistantes. Cependant les résultats d'une expertise post-sismique entreprise par l'association Française du Génie Parasismique (AFPS) à Mexico en 1985, ont montrés des désordres importants ayant affectés des fondations.

La figure suivante illustre le cas d'une fondation superficielle d'un immeuble de petites dimensions fondé sur radier et qui a subi des désordres relativement importants.



*Figure 2.10 : Désordres observés sur une fondation superficielle d'un immeuble de petites dimensions fondé sur radier*

### 6.1 Comportement vibratoire de l'association sol-structure

Si l'on fait vibrer une fondation et que l'on s'intéresse à la propagation des ondes au dessous on peut distinguer diverses zones : une partie du sol se trouvant sous la fondation va vibrer en phase avec celle ci, on trouve ensuite une zone de sol où les vibrations ne sont pas en phase avec la structure, on atteint enfin une zone où les vibrations sont suffisamment amorties pour considérer le sol au repos.



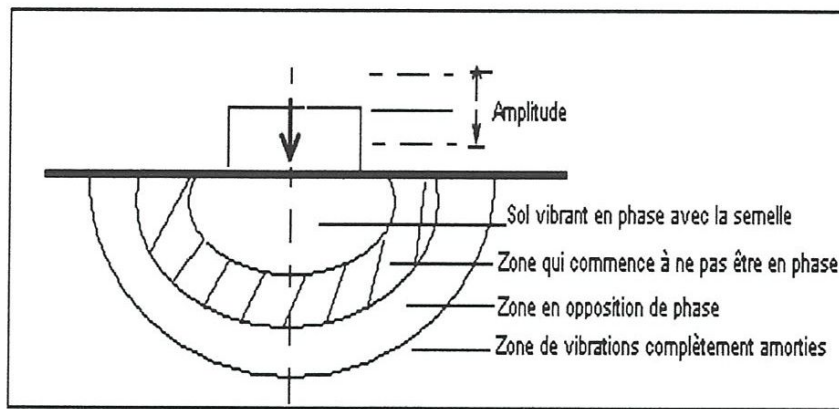


Figure 2.11 : Comportement des fondations lors d'un séisme

### 6.2 Importance des ondes longitudinales sur le comportement des fondations

Les ondes longitudinales ont une importance particulière en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du sol et donc également pour le comportement des fondations (capacité portante ; tassement), et ceci d'autant plus que l'épicentre est proche et le foyer profond.

Ces ondes produisent des dilatations et compressions dans la direction de propagation : ces compressions peuvent accroître fortement la pression interstitielle dans le sol (sol saturé) ce qui réduit la résistance au cisaillement et donc abaisse sa capacité propre. Dans les cas extrêmes le phénomène de liquéfaction peut se produire.

### 6.3 Causes des ruptures sismiques des fondations

#### 1) Type de sols :

L'expérience a montré que la plupart des ruptures sismiques produites au niveau des fondations sont survenues dans des sols généralement faibles comme les sols argileux mous, les sables de faible densité et les sols limoneux. Et sans que ça soit une règle ce type de sols tend à amplifier l'excitation sismique des terrains conduisant ainsi à des dégâts importants des structures dans ses parties supérieures et inférieures (fondations). Par exemple les



bâtiments endommagés lors du séisme de Spitak 1988 (Arménie) ont été dans la majorité des cas construits dans une région qui était auparavant un marais. Un autre exemple lié au séisme de Guerrero-Michoaccan (Mexique 85) pendant lequel la ville de Mexico bâtie sur un sol mou possédant un horizon phréatique, a été fortement endommagée malgré que l'épicentre du séisme fût repéré à une distance de 380 km au nord - ouest de la ville.

D'une manière générale les ruptures des fondations sont attendus dans :

- ⇒ les terrains renfermant des couches de forte épaisseur des sols mous;
- ⇒ sols disposant de capacités portantes faibles ;
- ⇒ sols susceptibles de se liquéfier ;
- ⇒ sols possédant un horizon phréatique élevé.

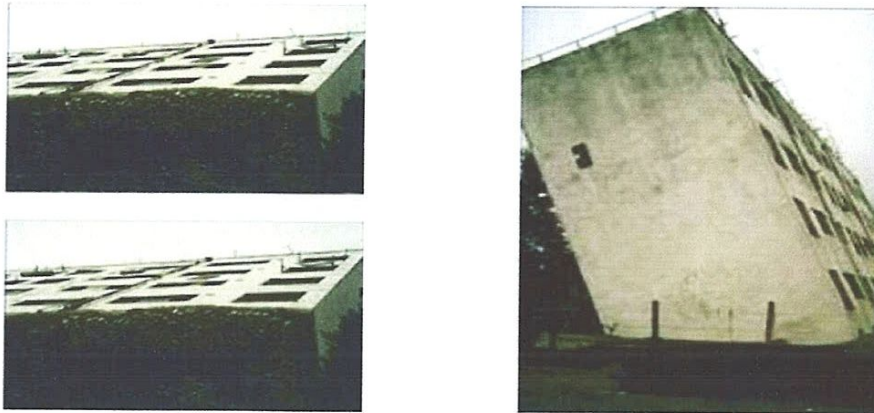
2) Résonance du système sol-superstructure :

Elle est traduite par la relation entre la fréquence naturelle de la couche du sol et la fréquence naturellement de la superstructure. La majorité des structures endommagées lors du séisme de Guerrero-Michoacan (Mexique 1985) ont été constatées dans la partie ouest de la ville, la plupart des structures de (9 à 12 étages) mettaient en évidence une fréquence naturellement voisine de la fréquence naturellement de la couche de sol des fondations. Après séisme des études ont révélé que pour des fréquences naturellement basses (sols mous), la fréquence naturelle de la couche de sol n'est pas affectée considérablement par la présence de la structure quel que soit le type de fondation utilisé, ainsi la résonance potentielle d'une superstructure construite sur un sol mou peut induire une sollicitation très forte sur la structure et les fondations.

On peut conclure que la rigidité de la superstructure et de la fondation doivent être considérée par rapport à la fréquence naturelle et la couche du sol de fondation.

Le séisme de Niigata (Japon) de 1964 :

Le séisme qui a frappé la ville de Niigata (Japon) en 1964, a causé la rupture de nombreux bâtiments. Ces ruptures étaient dûtes en grande partie à la perte de capacité portante des sols de fondation. Plusieurs structures ont présentées des tassements de l'ordre de 1 m accompagnés par de grandes rotations permanentes.



**Figure 2.13** : Ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawaguchi Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964)



**Figure 2.14** : Contreventement excentré (pignon) au RdC et effondrement par excès de déplacements ; structure en béton armé

Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985 :

Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) a révélé plusieurs cas de rupture de fondations dues à des raisons autres que la liquéfaction. Dans la ville de Mexico, après l'événement de 1985, 13 % des dommages subis par les structures ont été attribués à un comportement insatisfaisant du système de fondation. Dans plusieurs cas, de grands tassements de l'ordre de 1 m et de grandes rotations ont fait penser à une rupture générale du sol en cisaillement.

De plus, 13,5% de tous les bâtiments de 9 à 12 étages (principalement fondés sur des pieux flottants) ont été endommagés sévèrement. Une autre constatation importante portait sur le fait que 40% de toutes les structures endommagées ont mis en évidence des ruptures d'un ou plusieurs de leurs étages supérieurs. Une telle distribution des ruptures a été attribuée au mouvement oscillant et à l'impact subséquent des superstructures adjacentes. Après le séisme de Guerrero-Michoacán, l'intérêt s'est porté sur l'étude de la capacité portante sismique des fondations superficielles et profondes.



**Figure 2.15** : Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero- Michoacán (Mexique, 1985)



**6.4 Capacité portante des sols sous excitation sismique**

A. Pecker a entrepris une étude sur la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques. Nous reprenons ci-après intégralement les conclusions de l'étude :

- ⇒ lorsque le dimensionnement statique de la fondation est acceptable, c'est-à-dire lorsque les coefficients de sécurité statique sont supérieurs à 2.5 environ, il n'est pas nécessaire, dans les évaluations de capacité portante, de prendre en compte les forces d'inertie dans le sol ;
- ⇒ par contre, lorsque les coefficients de sécurité statiques deviennent inférieurs à 2 ou 2.5, les méthodes usuelles d'évaluation de la capacité portante présentent un danger potentiel puisque la prise en compte des efforts d'inertie dans le sol peut modifier très sensiblement l'évaluation de la charge limite.

Ces résultats, expliquent, tout au moins qualitativement selon l'auteur de l'étude, les ruptures de fondation observées à Mexico en 1985, présentées sommairement dans le paragraphe précédent.

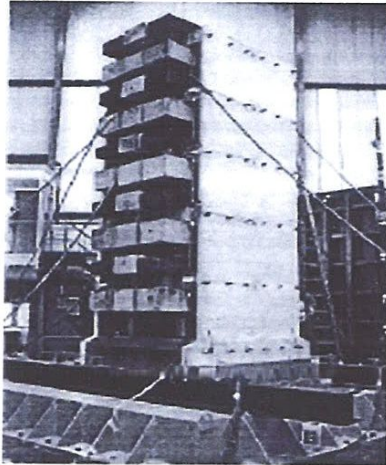
**Essais dynamiques sur table vibrante**

Les dispositifs de tables vibrantes sont notamment utilisés pour l'étude du comportement sismique de structures de génie civil ; néanmoins des essais sur le comportement des fondations superficielles ont aussi été réalisés. Par exemple, une série d'essais, nommée CAMUS IV, a eu lieu sur la table vibrante Azalée du CEA Saclay en Octobre 1999. Il s'agissait d'un modèle à l'échelle 1/3 d'une structure à cinq étages. Alors que des tests précédents avaient été réalisés avec un encastrement total de la base de la structure, le modèle de CAMUS IV reposait sur un bac de sable, ancré à la table vibrante comme détaillé par Crémer. Le modèle a été testé horizontalement pour deux accélérogrammes différents de niveaux croissants d'excitation de 0,05g à 1,1g.

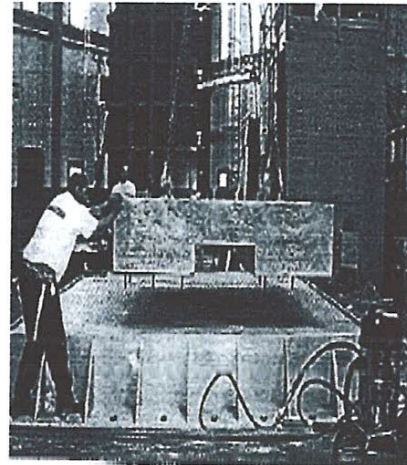


Les essais ont permis de retrouver toutes les caractéristiques de la rupture d'une fondation superficielle sous charges sismiques ; le fort décollement au niveau de l'interface sol - fondation, les boucles d'hystérésis de la réponse de la structure représentant la dissipation d'énergie dans le sable, la présence d'un tassement et d'une rotation résiduels non négligeables en fin de sollicitation.

Le modèle et la mise en place de la fondation sont présentés sur les figures suivantes :



(a)



(b)

**Figure 2.16** : Essais CAMUS IV: a) Modèle de structure, b) Mise en place de la fondation (Combescure & Chaudat, 2000)

On peut noter que l'utilisation des équipements puissants pour l'étude de la stabilité dynamique des fondations superficielles, comme les centrifugeuses et les tables vibrantes, a offert une motivation forte vers la prise en compte des déplacements permanents pour leur conception, suivant les idées de Newmark.

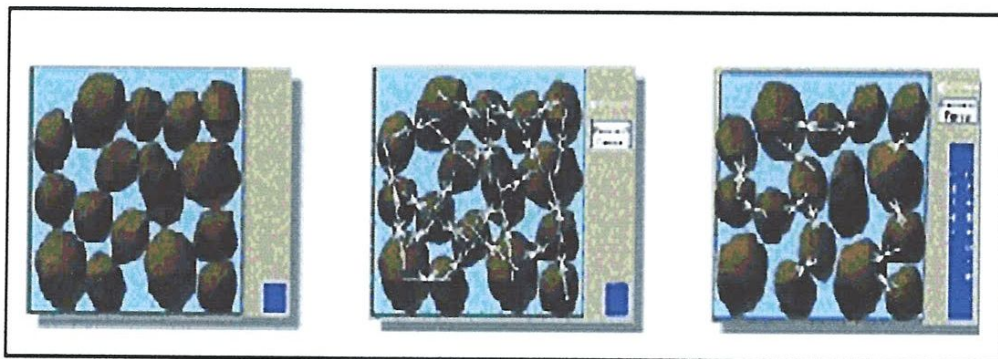
## 7. LE PHENOMENE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

### 7.1 Définition de la liquéfaction des sols

La liquéfaction constitue le risque le plus important qui touche les fondations en zone sismique. Le paragraphe suivant est entièrement consacré à ce phénomène.

On appelle liquéfaction d'un sol un processus conduisant à la perte totale de résistance au cisaillement du sol par augmentation de la pression interstitielle. Elle est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être limitée ou quasi illimitée.

Les sollicitations sismiques ont tendance à densifier les sols granuleux, ce qui augmente la pression interstitielle de l'eau, entraînant une diminution rapide de la résistance. A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme la figure suivante l'état initial, les grains sont au repos dans un état relativement lâche. Lors d'un changement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En condition non drainée, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle. Ce qui a pour conséquence la diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro : il y a liquéfaction du matériau.



*Figure 2.17 : Schématisation de la liquéfaction à l'échelle microscopique*

Le tableau suivant illustre quelques exemples de séismes ayant conduit à des phénomènes de liquéfaction de sols.

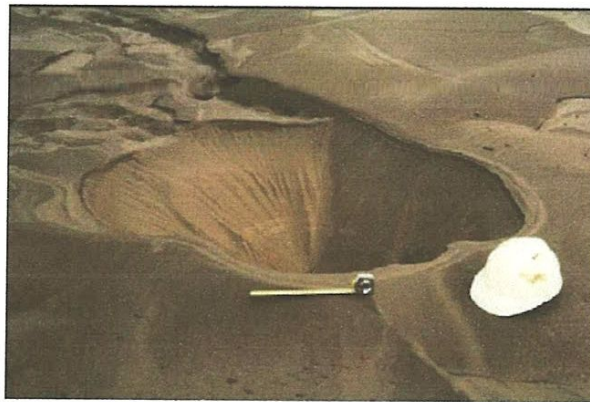
**TABLEAU 2.1** : Exemples de séismes ayant conduits à des liquéfactions de sols

Séisme	Date	Magnitude	Nature du sol	Profondeur de la nappe (m)	Accélération maximale du sol (%g)	Durée du séisme (s)
Mino Owari	1891	8.4	Sable	0,9	0,35	75
El Centro	1940	7.0	Sable	4,6	0,20	15
Fukul	1948	7.2	Sable	6,1	0,25	30
Chili	1960	8.4	Sable	1.2	0,30	30
Nigata	1964	7.5	Sable	3,7	0,15	75
Alaska	1964	8.3	Sable	0.9	0,18	40
Tokachioki	1968	7.8	Sable	0	0,15	180
Caracas	1967	6.3	Sable	0,9	0,18	45



Exemples de liquéfactions de sols

**Figure 2.18** : Les fondations ne descendaient pas au delà de la zone liquéfiante. Une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier peut dissimuler une couche liquéfiante profonde.



**Figure 2.19** : Loma Prieta Etats-Unis (1989) Effondrement d'une dune sous effet de liquéfaction



La résistance à la liquéfaction peut être déterminée en laboratoire à partir d'un essai triaxial dynamique (cyclique) sur des échantillons non remaniés et en veillant à respecter le chemin de contrainte entre l'état initial et l'état final du projet.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du groupe 1A en zones sismiques II et III et du groupe 1B en zone sismique III et ceci, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes :

- ⇒ accélérations maximales au sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (%g) ;
- ⇒ magnitude d'ondes de surface  $M_s$  égale à 6,5 et 7, respectivement en zones sismiques II et III.

Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25.

### **7.2 Solutions à envisager en cas de risque de liquéfaction du sol**

Pour éliminer ou réduire les risques de liquéfaction du sol d'assise, il y a lieu de mettre en œuvre un ou plusieurs des mesures suivantes :

- ⇒ un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique ;
- ⇒ une densification des couches liquéfiables (pré-chargement, compactage dynamique) ;
- ⇒ une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains en matériaux grossiers ;
- ⇒ une substitution aux couches liquéfiables de matériaux appropriés convenablement compactés ;
- ⇒ traverser les couches liquéfiables par des sous-sols ;
- ⇒ recours à des fondations profondes.

*Technologie des inclusions souples*

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lancement (colonnes vibrées).

Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- ⇒ plot ballasté pilonné ;
- ⇒ colonne pilonnée ;
- vibro-flottation ;
- ⇒ colonne vibrée.

Juste à titre d'illustration, nous présentons ci-après la technique du plot ballasté pilonné.

Le principe de cette technique est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8m de profondeur, de 2 à 3m de diamètre, en matériaux frottants très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30m. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

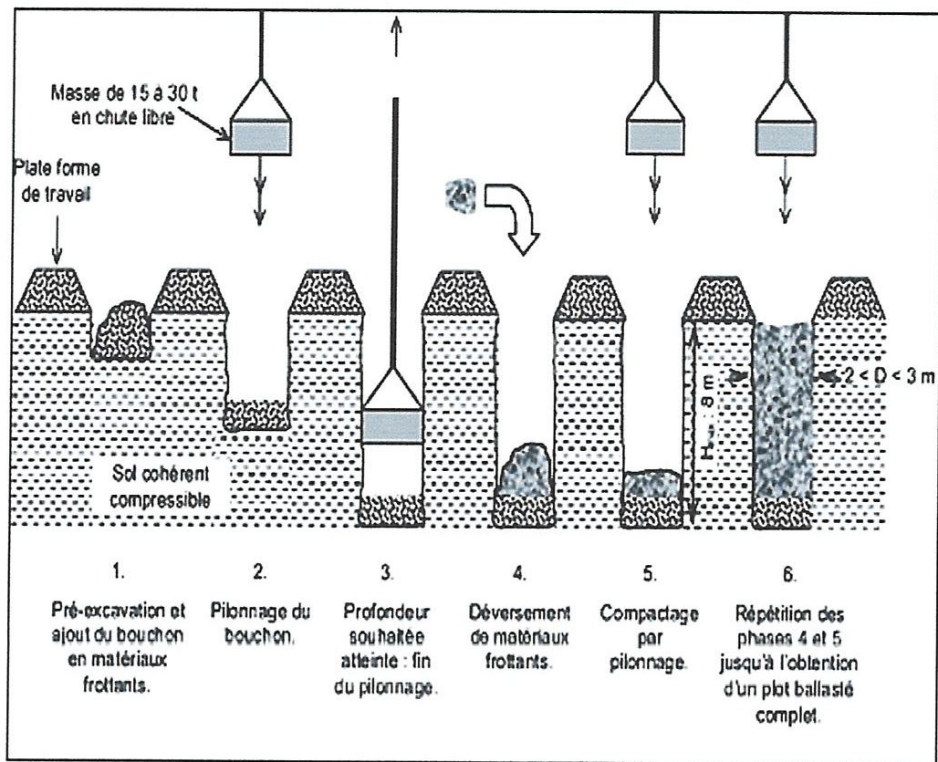


Figure 2.22 : Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné

## Conclusions du chapitre

Le deuxième chapitre a été consacré à la présentation de quelques expertises entreprises sur des fondations après séisme. Les résultats montrent qu'à l'instar des autres éléments des constructions (poteaux, poutres, planchers, voiles) les fondations peuvent également subir des dégâts sévères. Ces mêmes résultats montrent que le phénomène de la liquéfaction des sols (observé lors des séismes d'El Asnam et de Boumerdes), reste, à côté d'absence de reconnaissance des sols, le risque le plus élevé. Nous avons également reproduits en fin de chapitre, quelques solutions technologiques, auxquels peut recourir les bâtisseurs pour concevoir les fondations en zone potentiellement sismique.



## **Chapitre 3**

### **INCIDENCE DU ZONAGE ET DU SITE SUR**

### **LE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES**

#### **1. INTRODUCTION**

Cette partie de notre travail a pour objet de présenter des notes de calcul de sollicitations (moments, efforts normaux, efforts tranchants) induites par le séisme (en plus des traditionnelles charges permanentes et surcharges d'exploitations) sur un bâtiment à usage d'habitation dont la structure est en béton armé. Ces sollicitations seront déterminées en fonction des 2 paramètres suivants :

- ⇒ le zonage sismique,
- ⇒ le site d'implantation.

#### **2. NATURE DE L'OUVRAGE ETUDIÉ**

Il s'agit d'un bâtiment d'habitation, constitué d'un R.D.C et de 4 étages identiques. Il s'agit d'un ouvrage couramment utilisé au niveau local pour la construction de logements à caractère social.

#### **3. DESCRIPTIF DU SYSTEME STRUCTUREL**

La hauteur d'étage du bâtiment est fixe et égale à 315cm. Les planchers sont réalisés par des corps creux de 16cm d'épaisseur associés à une dalle de compression de 4cm d'épaisseur. Les poutrelles sont espacées de 65cm. le plancher terrasse recevra un système complet d'étanchéité.

### **Chapitre 3 : INCIDENCE DU ZONAGE ET DU SITE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES EMELLES ISOLEES**

---

L'ensemble, plancher+poutres seront coulés sur place et en même temps.

Les balcons, réalisés en porte à faux, sont exécutés par des dalles pleines de 15cm d'épaisseur.

L'ossature porteuse est constituée par un ensemble de poteaux associés à des poutres longitudinales et transversales, formant des portiques auto-stables. Ce type de contreventement, rappelons le, est le plus couramment utilisé pour la réalisation de bâtiments à usage d'habitation de hauteurs modestes en Algérie.

Les fondations seront constituées par des semelles isolées sous poteaux.

Chaque étage comprend deux appartements de type F3. L'accès aux différents étages se fait au moyen d'un escalier à double volée et placé au milieu de l'édifice.

La vue en plan des étages courants est illustrée à travers le graphique suivant. La terrasse garde la même morphologie et elle est inaccessible au public.

#### 4. DIMENSIONS EN PLAN DE LA STRUCTURE

Largeur maximale = 11m

Longueur maximale = 21,80m

Hauteur totale = 15.75m

Les dimensions en plan ne dépassant pas les 25 mètres, il n'y a donc pas lieu de prévoir un joint de dilatation (ou d'intégrer l'effet de la température dans les calculs).

#### 5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

##### Béton

Le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> en ciment CPJ42,5. Et vu le nombre relativement modeste des niveaux, on visera une résistance caractéristique d'environ 20MPa.

##### Aciers

Les aciers utilisés seront de deux types : le FeE400 pour les barres et le FeE235 pour les treillis soudés.

#### 6. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Poteaux : les poteaux seront de forme rectangulaire et de (30x40) cm<sup>2</sup> de section,

Poutres porteuses : elles seront de même forme, avec une largeur de 30cm et une hauteur de 40cm.



4) CHARGES D'EXPLOITATIONS TERRASSE « Q »

Planchers terrasse inaccessible..... Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup>

Balcons ..... Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup>

**Combinaisons d'actions utilisées dans la conception des fondations superficielles**

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite ultime.

La combinaison à considérer est essentiellement:

$$1,35G + 1,5Q \quad (3.1)$$

Puisque il y a lieu de tenir compte de l'action sismique, les fondations seront ferraillées selon les deux combinaisons preconisees par les règles parasismiques Algériennes, soit :

$$G + Q \pm E \quad (3.2)$$

$$0,8G \pm E \quad (3.3)$$

## **8. EVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE**

Dans le cas présent nous avons utilisé le RPA 2003 pour l'évaluation de l'action sismique agissant sur l'édifice, car toutes les conditions d'applications imposées par ces règles sont vérifiées. A savoir :

⇒ Régularité en plan,

⇒ Régularité en élévation,

- ⇒ la hauteur de 15,75m est inférieure aux limites tolérées (65m en zones I et II et à 30m en zone III),
- ⇒ Résistance requise en compression de 20MPa.

### **8.1 Valeur de l'effort sismique global**

Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul dans les deux directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (3.4)$$

avec :

$A$  = coefficient d'accélération de zone. Il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage (ou groupe d'importance).

L'ouvrage étudié (bâtiments d'habitation collective avec une hauteur inférieure à 18m) est classé dans le Groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Zonage sismique : Actuellement le territoire Algérien est divisé en 5 zones sismiques.

Les valeurs du coefficient d'accélération considérées dans nos calculs sont illustrées dans le tableau suivant :

**TABLEAU 3.1 : Valeurs du coefficient  $A$  considérées**

Zone sismique	I	IIa	IIb	III
Groupe 2	0,1	0,15	0,2	0,25

Coefficient d'amplification dynamique D : Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

## **9. CLASSIFICATION DES SITES**

*Les sites sont classés actuellement en quatre, selon des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. On distingue ainsi :*

Catégorie  $S_1$  (site rocheux) : roche ou autre formation géologique, dont la vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s \geq 800m/s$

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  $V_s \geq 400m/s$  à partir de 10m de profondeur.

Catégorie  $S_3$  (site meuble) ; dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200m/s$  à partir de 10m de profondeur.

Catégorie  $S_4$  (site très meuble) : dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argiles molle avec  $V_s \leq 200m/s$  à partir de 20m de profondeur.

Le coefficient D peut être déduit à partir de la période fondamentale de la structure, calculée selon la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (3.5)$$



**Avec :**

$h_T$  = hauteur totale du bâtiment, exprimée en mètre ;

$C_T$  = coefficient dépendant du système de contreventement adopté (0,075 dans notre cas)

Facteur de qualité  $Q$  : Il dépend des facteurs suivants :

- ⇒ *redondance et la géométrie des éléments qui la constituent ;*
- ⇒ *régularité en plan et en élévation ;*
- ⇒ *qualité du contrôle de la construction et des matériaux.*

Coefficient de comportement  $R$  : Sa valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement. Elle est de 5 pour les portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide

**Poids  $W$  de la structure a considéré :** Le poids de la structure est évalué en considérant la *totalité* des *charges permanentes* et celles des équipements fixes (éventuelles) et une *fraction* des *charges d'exploitations*, fraction représentée par le coefficient  $\beta$  .

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids à considérer dans le calcul de l'action sismique, comprend la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

## **10. PRINCIPE DE CALCUL**

### **10.1 ANALYSE STATIQUE**

L'analyse statique permet de vérifier les éléments de la structure sous l'effet des charges statiques, telles que, la charge permanente  $G$  et la charge d'exploitation  $Q$ .

Ainsi la vérification de la contrainte de béton à l'état limite de service (ELS) sous la combinaison :

$$G+Q \quad (3.6)$$

### **10.2 ANALYSE DYNAMIQUE (METHODE D'ANALYSE SPECTRALE MODALE)**

Dans la présente note de calcul, nous avons utilisé la méthode exigée par le RPA2003 qui est la méthode d'analyse spectrale modale.

Cette méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour obtenir la réponse de la structure

## **11. METHODOLOGIE DE L'ETUDE**

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

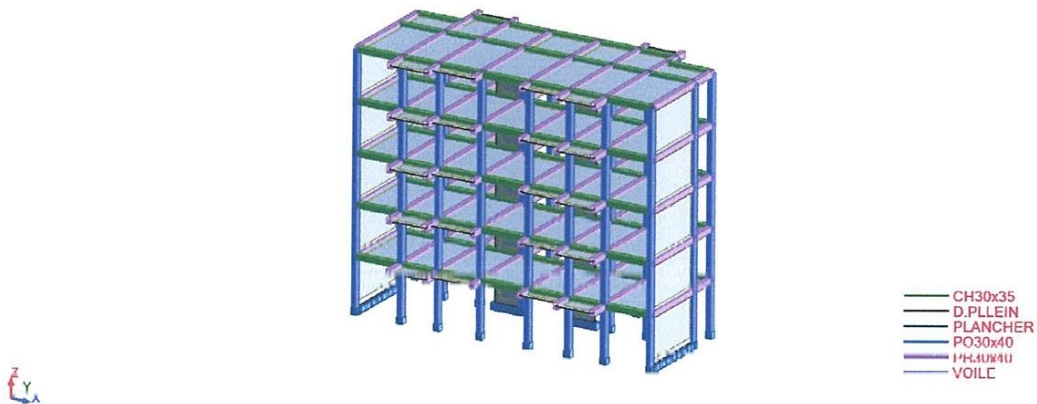
- ⇒ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel RoboBat;
- ⇒ Définition des différentes charges statiques  $G$  et  $Q$ .
- ⇒ Calculs et vérifications selon le CBA93 et le RPA/2003.

## **12. MODELISATION DE LA STRUCTURE**

En utilisant un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis 'RoboBat', le modèle de calcul a été établi comme suit :

- ⇒ Les poteaux et les poutres sont assimilés à des éléments barres.

- ⇒ Les caractéristiques géométriques et mécaniques telles que identifiées ci-dessus et dont les dimensions tabulées ci-après sont introduites en utilisant le pré - processeur du logiciel de calcul RoboBat ;
- ⇒ La structure est supposée parfaitement encastrée au niveau inférieure ;
- ⇒ Les charges et surcharges ont été appliquées sur les poutres porteuses, qui à leurs tours cheminent les efforts aux poteaux.



**Figure 3.2 :** Modèle numérique de la structure étudiée

Ainsi donc la structure a été étudiée en tridimensionnelle. Les résultats et leurs analyses sont présentés dans le chapitre suivant. L'étude portera uniquement sur le dimensionnement et le ferrailage des semelles de types isolées.



## Chapitre 4

### RESULTATS ET DISCUSSIONS

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des semelles sous poteaux de la structure étudiée. Ce dimensionnement se fera en fonction des deux paramètres suivants :

- ⇒ zonage sismique,
- ⇒ site d'implantation.

#### 1. Dimensionnement des semelles isolées

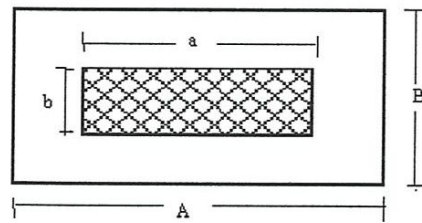
Il est d'usage de choisir pour les semelles isolées une forme similaire à celle du poteau. Ainsi dans le cas étudié, les semelles, dans le cas où elles seront isolées, seront de forme rectangulaire. Par ailleurs et pour assurer l'homothétie semelles - poteaux, on doit respecter la condition suivante :

$$\frac{\text{largeur semelle}}{\text{largeur poteau}} = \frac{\text{longueur semelle}}{\text{longueur poteau}} \mapsto \frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad (4.1)$$

avec :

(a, b) dimensions du poteau, soit (30.40)cm<sup>2</sup>,

(A, B) dimensions de la semelle.



Cas de deux sections rectangulaires

**Figure 4.1 :** Homothétie entre poteau et semelle

Pour la détermination des dimensions de la semelle, il y a lieu de considérer les charges à l'état limite de service, et le principe de base du calcul consiste à s'assurer que les contraintes maximales induites par les différentes sollicitations (dans le cas présent, il s'agit de la flexion composée déviée étant donné que la structure a été étudiée en tridimensionnelle) ne dépasse en aucun cas la portance limite du sol d'assise, notée  $\sigma_{sol}$ , déterminée généralement grâce aux études géotechniques préalables.

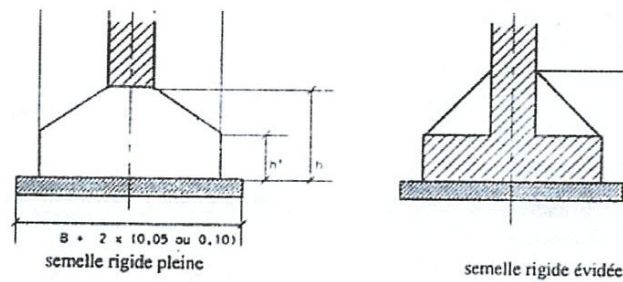
Cette condition est illustrée par l'inégalité suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \leq \sigma_{sol} \quad (4.2)$$

#### Détermination de la hauteur des semelles

Pour les semelles rigides (voir figure suivante); la hauteur doit nécessairement vérifier la condition de rigidité qui s'écrit sous la forme de l'inégalité suivante :

$$h \geq \text{Max} \left\{ \left( \frac{B - b}{4} \right) ; \left( \frac{A - a}{4} \right) \right\} + \text{enrobage } (c) \quad (4.3)$$

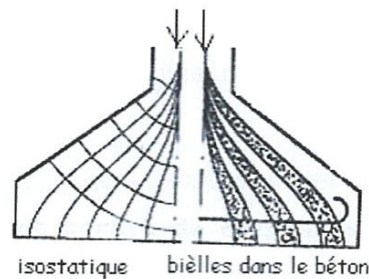


**Figure 4.2 :** Schéma des semelles rigides

L'enrobage des armatures sera pris égal à 5cm.

## 2. DETERMINATION DES ARMATURES DANS LES SEMELLES ISOLEES

De nos jours, on utilise la méthode dite des bielles pour le ferrailage des semelles isolées. Cette méthode mise au point à la suite d'essais expérimentaux entrepris par le laboratoire SECURITAS, suppose que les armatures jouent le rôle de liant, équilibrant les composantes horizontales des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées qui transmettent l'effort du mur au sol d'assise.



**Figure 4.3 :** Transmission des bielles dans le béton

Les armatures auront par conséquent une section de :

$$A_x = P_u \left( \frac{B - b}{8 d_x \sigma_s} \right) \quad (4.4)$$

$$A_y = P_u \left( \frac{B - b}{8 d_y \sigma_s} \right) \quad (4.5)$$



L'incidence du site sur les moments est plus significative que sur l'effort normal. En effet, l'on constate des augmentations variant entre 2 et 35%. Signalons également que les sites 3 et 4 donnent des valeurs similaires pour les moments.

### 3.4 Incidence du zonage sismique sur les sollicitations développées dans la structure

Dans cette partie de l'étude, nous avons supposé que l'ouvrage est bâti sur un sol classé en site 3.

### 3.5 Incidence sur l'effort normal de compression dans les poteaux

Le tableau suivant expose les valeurs de l'effort normal maximal en fonction du zonage sismique.

**TABLEAU 4.3** : Incidence du zonage sismique sur l'effort normal de compression

Zone	FX [N]
Zone 1	535737 *(+15%)
Zone 2a	561459 *(+9%)
Zone 2b	587182*(+4%)
Zone 3	612904 *(0%)

On peut remarquer une augmentation concomitante entre effort normal de compression et agressivité de la zone. Cependant la aussi les augmentations restent modestes puisqu'elles varient entre 4 et 15%.

**3.6 Incidence du site sur les moments fléchissant**

La variation des moments de flexion dans les deux directions en fonction du site sont reproduit dans le tableau suivant :

**TABLEAU 4.4** : Incidence du zonage sur les moments fléchissant

zone	MZ [Nmm]	MY [Nmm]
Zone 1	9752616 (+0%)	3837355 (+0%)
Zone 2a	14935162 (+53%)	4050269 (+6%)
Zone 2b	20117707 (+106%)	4263182 (+12%)
Zone 3	25300253 (+159%)	4476096 (+17%)

L'incidence du zonage sismique sur les moments fléchissant est nettement remarquable. En effet, les accroissements des moments (particulièrement celui dans la direction de l'effort sismique) varient entre 53 et 159%. Dans le sens perpendiculaire elles sont moins importantes puisqu'elles varient seulement entre 6 et 17%.

**Dimensionnement de la semelle**

Dans cette partie, nous allons nous intéresser aux dimensions des semelles. L'étude se bornera uniquement au poteau le plus sollicité.

**Influence du site**

Comme nous l'avons déjà signalé précédemment, le dimensionnement de la semelle sera fait sous charge non majorées.

Les dimensions A et B de la semelle seront déterminées à partir du critère de portance du sol. Sur ce point, nous avons supposée que les 4 sites normalisées présentent les taux de portance suivants :

TABLEAU 4.5 : Valeurs des portances des sols

Site	S1	S2	S3	S4
$\sigma_{sol}$ (MPa)	4	2	0,25	0,1

Exemple numérique de dimensionnement de semelle

La démarche entreprise pour le dimensionnement des semelles est reproduite ci-après.

$$\sigma(G+Q) = \frac{F_x}{A.B} + \frac{M_y}{\frac{A.B^3}{12}} \cdot \frac{B}{2} + \frac{M_z}{\frac{A^3.B}{12}} \cdot \frac{A}{2} \leq \sigma_{sol}$$

Le poteau et la semelle étant homothétiques, on peut écrire la relation:

$$\frac{a}{A} = \frac{b}{B}, \mapsto A = \frac{30}{40};$$

$$\mapsto A = 0,75B$$

La hauteur de la semelle sera déduite à partir de la condition de rigidité, qui s'écrit:

$$h \succ \text{Max} \left( \frac{A}{4} \frac{a}{4}; \frac{B}{4} \frac{b}{4} \right) + \text{enrobage}$$

Le ferrailage des semelles s'effectuera quant à lui en tenant compte de l'action sismique.

Dans ce qui suit, nous allons présenter une note de calcul complète de dimensionnement et de ferrailage d'une semelle correspondant à la zone IIa et au site 3. Pour les autres cas, les résultats seront présentés sous forme de tableaux, car la démarche reste la même, seuls changent les valeurs numériques des sollicitations et la portance du sol.

Site 3 et Zone 2a

Dans ce cas, les sollicitations déduites de la modélisation tridimensionnelle sont respectivement :

Effort normal de compression :  $F_x = 484292\text{N}$

Moment dans le sens du séisme :  $M_x = 3411528 \text{ N.mm}$

Moment dans le sens perpendiculaire du séisme :  $M_y = 612475\text{N.mm}$

Dans une première approximation, nous allons négliger les actions des deux moments. Dans ce cas, la longueur de la semelle doit répondre à la condition suivante

$$\text{soit: } B \approx \sqrt{\frac{484292}{0,1875}} = 1,65\text{ m; } \text{ soit } B = 165\text{ cm}$$

D'où:

$$A = 0,75 \cdot B = 0,75 \cdot 165 = 125\text{ cm}$$

Vérifions les contraintes:

$$\sigma = \frac{484291,91}{0,75 \cdot 1650^2} + \frac{3411528,21}{0,75 \cdot 1650^4} \cdot \frac{1650}{2} + \frac{612475,21}{(0,75 \cdot 1650)^3} \cdot \frac{0,75 \cdot 1650}{2}$$

$$\Rightarrow 0,239\text{Mpa} < \sigma_{sol} = 0,25\text{Mpa}$$

La contrainte maximale sous le sol d'assise est de 0,239MPa, valeur proche et inférieure au taux admissible qui est dans ce cas 0,25MPa. Les dimensions latérales de la semelle peuvent être donc adoptées.

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité, qui s'écrit:

$$h \geq \text{Max} \left\{ \left\{ \frac{A - a_s}{4}; \frac{B - b}{4} \right\} + \text{enrobage} \right\} = \frac{165 - 40}{4} + 5 = 36,25\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 40\text{cm}$$



Ainsi, si on opte pour une semelle rectangulaire, sans chapeau, le volume de béton nécessaire pour la réalisation de la semelle est de :

$$V_{\text{semelle}} = A.B.H = 1,65.1,25.0,40 = 0,825\text{m}^3$$

Pour les autres sites, les résultats sont reproduits dans le tableau suivant :

**TABEAU 4.6** : Dimensions de la semelle en fonction du site

SITES	S1	S2	S3	S4
$\sigma_{\text{sol}}(\text{MPa})$	4	2	0.25	0.1
A (mm)	600	600	1250	2550
B (mm)	800	800	1650	1950
H (mm)	150	150	400	600
C (mm)	50			

Signalons que les dimensions obtenues dans les sites S1 et S3 sont très faibles et ce sont les dimensions minimales généralement préconisées pour les semelles qui ont été adoptée.

On peut mieux apprécier l'effet du site (et donc de la nature du terrain) sur la consommation en béton, en calculant le volume de la semelle. Les résultats des calculs sont reportés dans le tableau suivant :

**TABEAU 4.7**

Site	S1	S2	S3	S4
$\sigma_{\text{sol}}(\text{MPa})$	4	2	0,25	0,1
Volume de la semelle	0,72	0,72	0,825	2,984
(m <sup>3</sup> )	* (+0%)	* (+0%)	* (+15%)	* (314%)

Comme il était prévu, c'est principalement la portance d'un sol qui détermine les dimensions transversales d'une semelle. Pour le cas traité, un sol de 0,1MPa nécessitera une surconsommation en béton de plus de l'ordre 314% qu'un sol présentant une portance de 2MPa. Cependant cette surconsommation n'est pas proportionnelle, puisque la portance des deux sols est dans un rapport de 20.

#### Ferraillage de la semelle

Avant d'étudier les effets du zonage et du site sur la consommation en acier, présentons tout d'abord un exemple numérique détaillé de ferraillage d'une semelle isolée à partir des sollicitations ultimes. Ces sollicitations sont déterminées dans ces cas à partir de la combinaison :

$$G + Q \pm E$$

Les excentricités dans les deux directions valent :

$$e_y = \frac{M_y}{F_x} = \frac{4050268,64}{561459,21} = 0,72 \text{ cm} \quad \prec \frac{B}{6} = \frac{165}{6} = 27,5 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_z}{F_x} = \frac{14935161,59}{561459,21} = 2,66 \text{ cm}$$

Les contraintes sont de même signe et le diagramme est trapézoïdal. La contrainte au quart de la semelle vaut :

$$\sigma_{b/4} = \frac{F_x}{A \cdot B} \left( 1 + 3 \frac{e_y}{B} \right) = \frac{561459,21}{2062500} \left( 1 + 3 \frac{7,21}{1650} \right) = 0,275 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{b/4} = \frac{F_x}{A \cdot B} \left( 1 + 3 \frac{e_z}{B} \right) = \frac{561459,21}{2062500} \left( 1 + 3 \frac{26,6}{1650} \right) = 0,285 \text{ Mpa}$$

Soit une charge de :

$$P_y = \sigma_{b/4} \cdot B \cdot A = 0,275 \cdot 1650 \cdot 1250 = 567187,5 \text{ N}$$

$$P_z = \sigma_{b/4} \cdot B \cdot A = 0,285 \cdot 1650 \cdot 1250 = 587812,5 \text{ N}$$

La méthode des bielles donne les sections armatures suivantes :

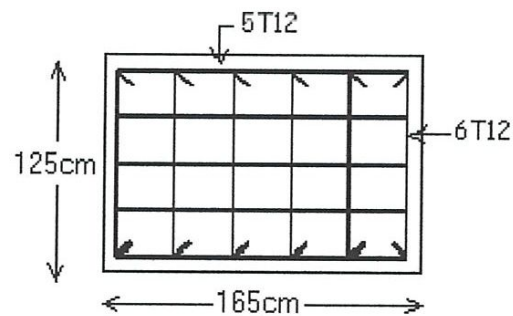
$$A_x = P_y \left( \frac{B - b}{8 d_x \sigma_s} \right) = 567187,5 \left( \frac{1650 - 400}{8 \cdot 400 \cdot 348} \right) = 6,36 \text{ cm}^2;$$

Soit une section adoptée de :  $A_x = 6 \phi 12 = 6,79 \text{ cm}^2$

$$A_y = P_z \left( \frac{A - a}{8 d_y \sigma_s} \right) = 587812,5 \left( \frac{1250 - 300}{8 \cdot (400 - 12) \cdot 348} \right) = 5,16 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de :  $A_y = 5 \phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Ainsi la semelle sera armée par un quadrillage d'armatures placées perpendiculairement, comme le montre la figure suivante :



**Figure 4.4** : Schéma de ferrailage de la semelle

Influence du site sur la section d'armatures de la semelle

Signalons avant tout que la section d'armatures désigne dans le cas présent la somme des sections d'armatures calculées dans les deux directions ( $\{Ax + Ay\}$ )

**TABLEAU 4.8** : Variation des sections calculées en fonction du site

SITE	S1	S2	S3	S4
$Ax + Ay$ ( $cm^2$ )	10,1	10,3 (+2%)	11,43 (+13%)	12,58 (25%)

La surconsommation en acier de la semelle varie entre 2 et 25%.

Influence du zonage sur le ferrailage

Nous avons également étudié l'influence du coefficient d'accélération de zone A sur la consommation en acier, pour un site S3. Les résultats de l'étude sont présentés dans le tableau suivant :

**TABLEAU 4.9** : Incidence du zonage sur les sections d'armatures

Zone sismique	$\{Ax + Ay\}cm^2$
Zone 1	11,01 (+0%)
Zone 2b	12,08 (+10%)
Zone 3	12,9 (+17%)

Le zonage sismique n'influe, selon le cas présent, que peu sur la consommation des semelles isolées. En effet, les augmentations observées ne dépassent guère les 17%, alors qu'entre temps, le coefficient d'accélération de zone a vu sa valeur multiplié par 150%.



## Conclusions et perspectives

Ce travail qui représente l'aboutissement de notre cursus universitaire nous a permis de dégager quelques points importants :

- ⇒ Le séisme est un phénomène naturel qui provoque souvent des dommages considérables, freinant ainsi le développement d'une région, voir d'un pays toute entier,
- ⇒ En Algérie, c'est la partie nord (là où se concentre la majorité de la population et de l'activité économique) qui est sujette à ce phénomène,
- ⇒ Les fondations, à l'instar des autres parties des constructions, peuvent être également l'objet de graves désordres lors de séismes majeurs,
- ⇒ les désordres constatés dans ces parties sont essentiellement dues à des phénomènes de liquéfaction de sols et des études géotechniques insuffisantes (ou carrément inexistantes),
- ⇒ Des solutions technologiques existent pour améliorer la sécurité des fondations en zones sismiques,
- ⇒ pour les bâtiments à usage d'habitation d'hauteur modeste, le zonage influe de manière peu significative sur la consommation en acier des semelles,
- ⇒ le site d'assise joue par contre un rôle capital dans la consommation en béton des semelles.

Lors de notre travail, nous avons constaté que pour les ouvrages importants, la reconnaissance des sols est obligatoire (ce qui constitue un facteur de sécurité), par contre pour les auto-constructeurs, qui constituent une grande partie des bâtisseurs en Algérie, cette étude est facultatif, ce qui nous pousse à proposer qu'à le lancement de tout nouveau lotissement, une étude géotechnique la plus complète possible doit être entreprise, et tout sol potentiellement liquéfiable identifié.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] FUENTES A., *Bâtiments en zone sismique*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1998.
- [2] PECKER A, SALENCON J., *Etude de la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques*, Colloque AFPS-MRT, Paris 20-21 Novembre 1991.
- [3] Association française du génie sismique, *Guide de conception parasismique des bâtiments*, Editions Eyrolles.
- [4] CHERAIT Y., *Calcul des ouvrages en béton armé*. Office des publications universitaires.
- [5] ZACEK M., *Construire parasismique*, Editions parenthèses.
- [6] DAVIDOVICI V., rapport sur le séisme de Boumerdes de 2003.
- [7] L'ZENOV L, BONNEVILLE P., *Calcul des structures parasismiques*, Editions Entreprise Nationale du Livre.
- [8] MANSORI M., *Principe de la construction parasismique*, Bâtiment Bild International N°1, Janvier, Février 1972.
- [9] BETBEDER-MATIBET, DOURY J.L., *Constructions parasismiques*, Techniques de l'ingénieur, traité Construction.
- [10] FARSI M., *Conception architecturale en zone sismique*. Revue habitat & construction, N°6, Septembre - Octobre 1999.
- [11] LAOUMI N., *Réseau nationale d'accélérographes et caractérisation du mouvement sismique*, Revue habitat & construction, N°6, Septembre - Octobre 1999.
- [12] PECKER A., *Dynamique des sols*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

[13] CHERAIT Y, MIMOUN A., *Présentation sommaire comparative des règles parasismiques algériennes et marocaines*, Annales du bâtiment et des travaux publics, N°4, Août 2007.

## **NETOGRAPHIE**

[http:// www.azurseisme.com](http://www.azurseisme.com)

[www.craag.edu.dez](http://www.craag.edu.dez)

<http://terre.haplosceines.com/tectonique.html>

<http://neic.usgs.gov/> USGS

[www.insu.cnrs.fr](http://www.insu.cnrs.fr) INSU-CNRS

[www.emsc-csem.org](http://www.emsc-csem.org) CEM

[www.geologie.ens.fr](http://www.geologie.ens.fr) ENS

[www.afps-seisme.org](http://www.afps-seisme.org) AFPS site

<http://isc.u-strasbg.fr>

<http://mae.ce.uic.edu>

<http://www.emsc-csem.org> site "Méditerranée"

## **DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES UTILISES**

DTR B.C.2.48 : Règles parasismiques Algériennes, RPA. 2003

DTR - B.C.2-41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

DTR - B.C.2-33.2 Méthodes de calcul des fondations profondes

DTR - B.E.1.31 règles d'exécution des travaux de fondations superficielles

DTR - B.C.2-33.1 règles de calcul des fondations superficielles

DTR - B.C.2-31 dénomination provisoire des sols et roches

DTR - B.C 2.32 méthodes de sondages et d'essais de sols



## ANNEXE I

### Liste de quelques séismes «Algériens»

<i>WILLAYA D'ALGER</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Alger	03/01/1365	Forte	Forte
Alger	10/03/1673	Forte	Forte
Alger	29/02/1722	Forte	Forte
Baba Ali	30/06/1981	V	4.5
<b>Zéralda</b>	<b>07/12/1983</b>	<b>V</b>	<b>4.5</b>
Chéraga	11/03/1986	V	3.5
<i>WILLAYA DE CHLEF</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Bordj El Hassen	25/08/1922	5.1	IX-X
Oum ElDour	02/08/1950	-	VI
Chlef	05/03/1950	-	IV-V
Chlef	09/09/1954	6.7	X-XI
Chlef	28/12/1958	-	V-VI
Chlef	10/10/1960	1.3	IX
Sendjas	07/09/1964	4.4	V
El Attaf	17/06/1992	4.1	IV
Arib	12/10/1995	3.6	IV
Ammi Moussa	14/07/1997	4.9	V
Sendjas	27/02/1999	4.5	IV
Zeboudja	11/05/2001	3	IV
<i>WILLAYA DE BLIDA</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Blida	02/03/1825	7.5	X
Mitidja	02/01/1867	7.5	X-XI
Boufarik	14/08/1960	-	VI-VII
Cheffa	25/10/1965	3.9	V-VI
Blida	03/04/1966	4.5	VII
<b>Cheffa</b>	<b>11/09/1967</b>	<b>4.6</b>	<b>VII</b>
Chebli	20/07/1975	4.9	V

Mouzaia	09/01/1977	-	III
Oued El Alleug	07/01/1978	-	IV
Hammam Melouane	04/09/1978	4.3	V
Mouzaia	29/09/1981	-	IV
Blida	29/12/1981	-	V
<i>WILLAYA D'AIN DEFLA</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Kherba (El Amra)	09/03/1858	6.5	IX
Kherba (El Amra)	10/10/1955	4.2	VI
Kherba (El Amra)	20/01/1955	4.4	VI
Kherba (El Amra)	05/05/1955	5.2	VIII
Ain Lechiakh	05/07/1955	4.4	VI
Carnot (ElAbadia)	24/12/1955	4.8	VI
Boumedfâa	07/11/1959	5.5	VIII-IX
Zaccar	24/04/1967	4.8	VI VII
Zaccar	09/10/1970	4	VI
Boumedfâa	16/03/1982	3.1	IV
<b>Ain Defla</b>	<b>13/02/1988</b>	<b>4.2</b>	<b>V</b>
Tarek Ibn Zaid	07/03/1993	4.3	V
Kherba (El Amra)	17/06/1995	3.1	IV
Kherba (El Amra)	15/11/1997	4.1	IV
El Abadia	18/08/1999	3	IV
<i>WILLAYA D'ORAN</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Oran	09/10/1790	6.5-7.5	IX-X
Oran	17/11/1978	3.7	VI

Arzew	19/04/1981	4.8	IV
Oran	23/08/1982	-	IV
Oran	04/11/1987	4	IV
Bettioua	24/02/1999	3.7	IV
Oran	10/07/1999	4.7	IV
<i>WILLAYA DE CONSTANTINE</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Constantine	04/08/1908	-	VIII
Constantine	06/08/1947	5.3	VIII-IX
Constantine	20/12/1983	4.7	V
Constantine	27/10/1985	5.9	VIII
El Aria	28/03/1986	4.5	V
El Khroub	06/02/1992	3.4	III
Ibn Ziad	17/10/1993	4	IV
Hamma Bouziane	29/11/1996	3.7	IV
Didouche Mourad	03/06/2000	4.2	IV
<i>WILLAYA DE BOUMERDES</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Alma (Boudouaou)	01/03/1953	-	IV-V
Baie d'Alger	28/01/1961	-	V
Isser	23/05/1982	4.5	VI-VII
<b>Thénia</b>	<b>16/09/1987</b>	<b>5.2</b>	<b>VI</b>
Boumerdès	21/05/2003	6.8	X
<i>WILLAYA DE MOSTAGANEM</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Kalâa	29/11/1887	6.5-7.5	IX-X
Mersa	20/10/1994	3.8	IV
Stidia	01/12/1997	3.8	IV
<i>WILLAYA DE RELIZANE</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
El Ghomri	17/09/1995	4.2	V
Mazouna	19/06/1998	4	IV
<i>WILLAYA D'AIN TIMOUCHENT</i>			

<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Terga	18/07/1985	-	IV
Ain Tolba	17/10/1992	4.8	V
Hammam Boujadjar	19/12/1997	4	V
Ain Tolba	22/12/1999	5.8	VII
Ain Kihal	23/08/2000	4	IV
<i>WILLAYA DE JIJEL</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Djidjelli	21/08/1856	-	VIII
Texanna	28/12/1954	4.4	VI
<i>WILLAYA DE SETIF</i>			
<u>Lieu</u>	<u>Date</u>	<u>Magnitude</u>	<u>Intensité</u>
Kheratta	17/02/1949	4.9	VII
Amoucha	06/03/1976	4.7	IV
Kheratta	28/12/1978	-	IV

Amoucha	29/11/1983	3	V
Kheratta	20/10/1985	4.1	V
Darguina	20/09/1992	4.2	V
Aln Roua	18/04/1996	4.8	V
Ain Kebira	03/10/1996	3.8	IV
Djemila	01/12/1997	3.1	IV
Kheratta	20/01/2000	4.2	V
Beni Ouartilane	10/11/2000	5.4	VI
Kheretta	22/03/2006	5.8	-



## LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre 1 : Notions de sismologie</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 1.1 :</b> Boumerdes (Algérie, 2003)	5
<b>Figure 1.2 :</b> Izmit (Turquie, 1999)	5
<b>Figure 1.3 :</b> Alaska (USA, 1964), Kobe (Japon, 1995)	5
<b>Figure 1.4 :</b> Structure interne de la terre. A partir du centre, on distingue le noyau interne, le noyau externe et le manteau que l'on subdivise en manteau supérieur et manteau inférieur (sismologie), ou en lithosphère, Asthénosphère, et mésosphère	7
<b>Figure 1.5 :</b> Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques	7
<b>Figure 1.6 :</b> Localisation d'un séisme	8
<b>Figure 1.7 :</b> Ondes enregistrées lors du séisme de Sumatra (Indonésie 26/12/2004)	9
<b>Figure 1.8 :</b> Ondes de compression P et de cisaillement S	10
<b>Figure 1.9 :</b> Ondes Loves (a), et de Rayleigh (b)	10
<b>Figure 1.10 :</b> Schémas des sismomètres horizontaux et verticaux	15
<b>Figure 1.11 :</b> Centre national de recherche appliquée en Génie sismique	15
<b>Figure 1.12 :</b> Emplacement des sismomètres sur le territoire national	16
<b>Figure 1.13 :</b> Faille engendrée par le séisme d'El Asnam du 10/10/1980	18
<b>Figure 1.14 :</b> Exemple d'effondrements d'immeubles lors du séisme du 10/10/80	19
<b>Figure 1.15 :</b> Fractures du sol observées lors du séisme du 10/10/1980	20
<b>Figure 1.16 :</b> Ampleur des dégâts du séisme de Boumerdes	21

<b>Chapitre 2 : COMPORTEMENT DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 2.1 :</b> Formes courantes des fondations isolées	25
<b>Figure 2.2 :</b> Semelle filante sous mur	25
<b>Figure 2.3 :</b> Semelle en béton armé	26
<b>Figure 2.4 :</b> Semelle avec poutre de redressement	27
<b>Figure 2.5 :</b> Pente limite pour les fondations sur sol en pente	27
<b>Figure 2.6 :</b> Fonction de la longrine de redressement	29
<b>Figure 2.7</b>	29
<b>Figure 2.8 :</b> Dimensions minimales des longrines, en fonction du site	30
<b>Figure 2.9 :</b> Photo d'un pressiomètre en activité	33
<b>Figure 2.10 :</b> Désordres observés sur une fondation superficielle d'un immeuble de petites dimensions fondé sur radier	35
<b>Figure 2.11 :</b> Comportement des fondations lors d'un séisme	36
<b>Figure 2.12 :</b> Ruptures de ponts constatées lors du séisme de Kanto (Japon) de 1923	38
<b>Figure 2.13 :</b> Ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964)	39
<b>Figure 2.14 :</b> Contreventement excentré (plignon) au RdC et effondrement par excès de déplacements ; structure en béton armé	39
<b>Figure 2.15 :</b> Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero- Michoacán (Mexique, 1985)	40
<b>Figure 2.16 :</b> Essais CAMUS IV: a) Modèle de structure, b) Mise en place de la fondation (Combescure & Chaudat, 2000)	42
<b>Figure 2.17 :</b> Schématisation de la liquéfaction a l'échelle microscopique	43
<b>Figure 2.18 :</b> Les fondations ne descendaient pas au delà de la zone liquéfiante. Une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier peut dissimuler une couche liquéfiante profonde.	45
<b>Figure 2.19 :</b> Loma Prieta Etats-Unis (1989) Effondrement d'une dune sous effet de liquéfaction	45
<b>Figure 2.20 :</b> Traitement des sols par injection	47
<b>Figure 2.21 :</b> Recourir à des sous-sols en cas de risque de liquéfaction d'une couche de sol	47
<b>Figure 2.22 :</b> Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné	50

<b>Chapitre 3 : INCIDENCE DU ZONAGE ET DU SITE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 3.1 :</b> Vue en plan du bâtiment	54
<b>Figure 3.2 :</b> Modèle numérique de la structure étudiée	62

<b>Chapitre 4 : RESULTATS ET DISCUSSIONS</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 4.1 :</b> Homothétie entre poteau et semelle	64
<b>Figure 4.2 :</b> Schéma des semelles rigides	65
<b>Figure 4.3 :</b> Transmission des bielles dans le béton	65
<b>Figure 4.4 :</b> Schéma de ferrailage de la semelle	74

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Chapitre 1 : Notions de sismologie</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 1.1 :</b> Estimation des dégâts matériels causés par les séismes	6

<b>Chapitre 2 : COMPORTEMENT DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 2.1 :</b> Exemples de séismes ayant conduits à des liquéfactions de sols	44

<b>Chapitre 3 : INCIDENCE DU ZONAGE ET DU SITE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 3.1 :</b> Valeurs du coefficient A considérées	88



<b>Chapitre 4 : RESULTATS ET DISCUSSIONS</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 4.1 :</b> Incidence du site sur l'effort normal de compression	67
<b>Tableau 4.2 :</b> Incidence du site sur les moments fléchissant	67
<b>Tableau 4.3 :</b> Incidence du zonage sismique sur l'effort normal de compression	68
<b>Tableau 4.4 :</b> Incidence du zonage sur les moments fléchissant	69
<b>Tableau 4.5 :</b> Valeurs des portances des sols	70
<b>Tableau 4.6 :</b> Dimensions de la semelle en fonction du site	72
<b>Tableau 4.7</b>	72
<b>Tableau 4.8 :</b> Variation des sections calculées en fonction du site	75
<b>Tableau 4.9 :</b> Incidence du zonage sur les sections d'armatures	75