

## **CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LA VILLE DE MEXICO PENDANT LE SEISME DE MICHOACAN DE 1985**

Alain PECKER<sup>1</sup>, Gabriel AUVINET<sup>2</sup>, Jean SALENÇON<sup>3</sup>, Miguel P. ROMO<sup>2</sup>

### **RESUME**

Le séisme de Michoacan de 1985 a fourni une opportunité unique pour tester la validité des concepts théoriques développés pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, filantes, reposant sur un sol argileux. Pendant ce séisme, de nombreux bâtiments ont subi, de façon inattendue, des ruptures de fondations. Deux d'entre eux, pour lesquels les informations disponibles étaient de qualité, ont fait l'objet d'analyses dynamiques détaillées. Ces analyses ont montré que les méthodes actuelles d'évaluation de la capacité portante des fondations, basées sur la théorie du calcul à la rupture, étaient satisfaisantes et permettaient d'obtenir des évaluations raisonnables des déplacements sismiques liés à la rupture de la fondation, pour peu que tous les paramètres entrant dans cette évaluation soient correctement pris en considération.

### **ABSTRACT**

The 1985 Michoacan earthquake gave a unique opportunity for testing the validity of the theoretical concepts developed for the evaluation of the foundation seismic bearing capacity of shallow strip footing resting on a clay like material. During that earthquake, numerous buildings experienced, surprisingly enough, foundations failures. Two of them, for which high quality data were available, were analyzed. These analyses showed that the present method for the evaluation of the bearing capacity, which is based on the yield design theory, is satisfactory and yields reasonable estimates of the induced displacements following a foundation failure, provided all the parameters entering such an evaluation are properly accounted for.

### **1. INTRODUCTION**

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles sous séisme n'a pas fait l'objet d'un grand nombre d'études dans la communauté scientifique du Génie Parasismique. Si, au cours des deux dernières décennies, le comportement élastodynamique des fondations avec le développement des méthodes d'impédance dynamique a été étudié de façon extensive, leur comportement à rupture a souvent été ignoré. La raison principale réside vraisemblablement dans le faible nombre d'observations de ruptures de fondations lors d'un séisme. La situation a changé radicalement avec le séisme de Michoacan-Guerrero du 19 Septembre 1985, et des progrès notables dans le dimensionnement parasismique des fondations superficielles ont été obtenus depuis. Les méthodes théoriques développées dans [1] et [2] ont été comparées aux observations faites sur des fondations superficielles de bâtiments de la ville de Mexico pendant et après le séisme de 1985.

Lors de ce séisme, le comportement des immeubles sur fondations superficielles ou sur radier légèrement enterrés s'est, dans l'ensemble, révélé satisfaisant, exception faite de ceux présentant des déficiences constructives majeures. Cependant, plusieurs constructions sur radiers ont subi des tassements importants, pouvant être apparentés à des ruptures, et conduisant à des mouvements de rotation importants des structures. Comme l'ont noté Auvinet et Romo [3], "le comportement

<sup>1</sup> Président Directeur Général, Géodynamique et Structure, Bagneux, France

<sup>2</sup> Chercheur, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Instituto de Ingenieria, Mexico, Mexique

<sup>3</sup> Professeur, Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France

défectueux de ces fondations était lié à des problèmes antérieurs dus à des contraintes élevées sous charge permanente, à des excentricités importantes des charges statiques et à l'hétérogénéité des sols ... La superposition de contraintes statiques élevées et de contraintes de cisaillement cycliques a induit des déformations permanentes résultant en des tassements et des basculements importants des ouvrages." Il ressort clairement de l'énoncé précédent que les bâtiments présentant un coefficient de sécurité peu élevé vis-à-vis des charges statiques se sont révélés les plus sensibles à la sollicitation sismique. Ces constatations ont des implications importantes pour les codes de construction parasismique et l'objet de la présente communication est de montrer, sur des cas réels, qu'elles peuvent être expliquées par des analyses théoriques.

## 2. DESCRIPTION DES BATIMENTS ETUDIÉS

Les caractéristiques principales des deux bâtiments étudiés sont rassemblées dans le tableau 1. Les bâtiments sont présentés de façon sommaire ci-après; de plus amples détails peuvent être trouvés dans [4], [5].

### 2.1. Ecole # 159

Ce bâtiment présente une configuration géométrique très proche du modèle théorique d'une semelle filante reposant en surface d'un milieu homogène. Les dimensions en plan du bâtiment sont 54.5 m x 11.6 m. Il s'agit d'un ouvrage en béton armé, de trois niveaux, constitué d'une ossature poutres-poteaux (bâtiment du groupe A et de type I suivant le règlement mexicain).

Le sol de fondation est constitué d'argile très molle dont la cohésion non drainée est égale à 20 kPa. La fondation est constituée d'un radier fondé à 3 m sous le niveau du terrain naturel; la nappe est située à 1.60 m sous ce niveau. La contrainte moyenne appliquée par la fondation sous charge permanente est de l'ordre de 25 kPa; cependant, dans l'angle ouest du bâtiment, deux citernes d'eau portent cette contrainte à 30 kPa et induisent une excentricité non négligeable de la charge.

Après le tremblement de terre de 1985, le bâtiment a subi des tassements différentiels et des rotations significatives: dans la direction transversale, le tassement différentiel atteint 0.52 m à l'angle ouest et 0.32 m à l'angle est. La rotation maximale, dans l'angle nord-ouest, est de 3%.

### 2.2. Bâtiment Durango # 64

Ce bâtiment est de forme pratiquement carrée et comporte six étages pour une hauteur totale de 18.60 m; il s'agit d'une structure poutres-poteaux dont les dimensions en plan sont de 16.75 m x 14.10 m (bâtiment du groupe B et structure de type I suivant le règlement mexicain).

Le sol de fondation est constitué de 4 m de remblai surmontant une couche d'argile molle de 32 m d'épaisseur, dont la cohésion non drainée est de 25 kPa. La fondation est constituée d'un radier en béton fondé à 1.20 m sous le niveau du sol. La contrainte moyenne appliquée par la fondation sous charge permanente est de 55 kPa avec une distribution sensiblement uniforme.

Avant le tremblement de terre de 1985, le bâtiment avait subi un tassement sous charge permanente de 0.65 m; après le séisme, un tassement supplémentaire de 0.92 m s'est produit avec une rotation de 5.2% vers l'est.

Bâtiment	Type de fondation	Profondeur	Contrainte initiale	Cohésion du sol	Mouvements post-sismiques	
		D (m)	q (kPa)	Su (kPa)	Tassements (m)	Rotation (%)
Ecole # 159	Radier	3.00	33	20	0.32 - 0.52	2.9
Durango # 64	Radier	1.20	55	25	0.92	5.2

Tableau 1: Caractéristiques des bâtiments

### 3. FACTEURS AFFECTANT LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

De nombreux paramètres sont susceptibles d'affecter la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol cohérent. Une évaluation correcte de cette dernière nécessite que ces facteurs soient correctement évalués.

#### 3.1. Conditions initiales

Il a été noté précédemment que l'état statique initial (pression de contact et excentricité de la charge) avait une influence primordiale sur le comportement sismique de la fondation: les fondations avec faible coefficient de sécurité vis-à-vis des charges permanentes se sont, en général, mal comportées tandis que les fondations bien conçues n'ont pas subi de désordres importants.

#### 3.2. Résistance au cisaillement des argiles

L'évaluation correcte de la résistance au cisaillement des argiles représente, même sous chargement statique monotone, une difficulté majeure. Elle dépend de nombreux facteurs tels: la constitution minéralogique, l'histoire des contraintes et des déformations, le chemin de contraintes suivi pendant le chargement, les conditions de drainage, l'anisotropie, ... Sous chargement sismique, d'autres facteurs doivent être pris en considération: la vitesse de chargement, la dégradation des caractéristiques sous chargement cyclique.

Les argiles de Mexico présentent de ce point de vue un comportement particulier du fait de leur plasticité extrêmement élevée qui leur confère un comportement quasi-linéaire jusqu'à des déformations importantes; ce comportement s'accompagne d'un faible pouvoir dissipatif et d'une dégradation négligeable des caractéristiques avec le nombre de cycles de sollicitation. Vis-à-vis des caractéristiques de résistance, les études de laboratoire récentes [6] ont mis en évidence une dépendance significative de la cohésion non drainée sur la vitesse de chargement. La figure 1 montre que l'augmentation de cohésion, normalisée par la cohésion  $S_u$  mesurée dans un essai statique conventionnel, peut atteindre 40% à 60% pour les argiles de Mexico.

Les essais ont également montré que la pression interstitielle développée lors des essais cycliques est très faible, même à l'approche de la rupture. La figure 2, [6], met en évidence l'existence d'un seuil de déformation, égal à 2%-3%, en deçà duquel les déformations plastiques sont négligeables. Ceci signifie que, pour les argiles de Mexico, les déformations plastiques importantes n'apparaissent qu'au voisinage de la rupture.

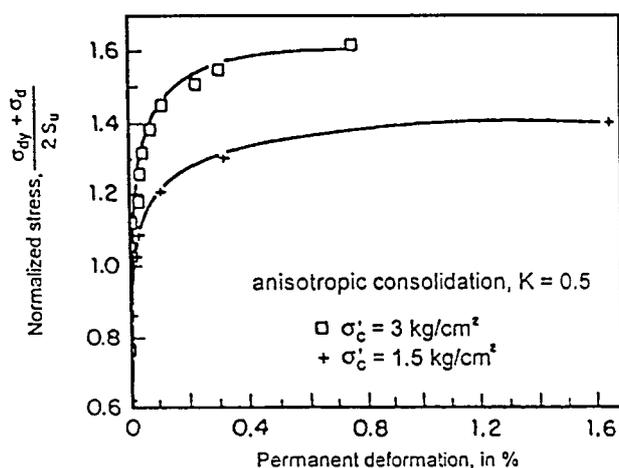


Fig. 1- Courbe effort-déformation dynamique / Dynamic stress-strain relationship

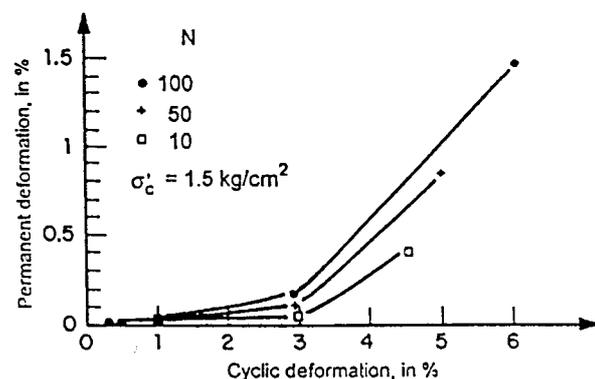


Fig. 2- Influence de la déformation cyclique sur la déformation permanente / Effect of cyclic deformation on permanent deformation

Il résulte de ces données que la capacité portante des fondations peut être évaluée en retenant pour la cohésion non drainée du sol une valeur 20% à 50% plus élevée que celle mesurée dans un essai conventionnel. Dans la suite, les valeurs de cohésion données dans le tableau 1 seront donc majorées de 25%.

### 3.3. Forces inertielles de la superstructure

Les forces d'inertie engendrées par le chargement sismique de la superstructure induisent sur la fondation un excentrement et une inclinaison de la force appliquée. Dans le cas de fondations filantes, le seul abordé dans la suite, le torseur des efforts appliqués se réduit à une force normale  $N$ , un effort horizontal  $T$  et un moment  $M$ . Pour une évaluation pseudo-statique de la capacité portante, seules les valeurs maximales dans le temps de ces grandeurs sont requises. Lorsqu'une évaluation des déplacements permanents est nécessaire, les variations dans le temps de ces forces sont également requises. Dans la majorité des cas, et plus particulièrement dans la ville de Mexico où les accélérations verticales pendant le séisme étaient très faibles, la variation dans le temps de la force verticale,  $N$ , peut être négligée.

### 3.4 Forces d'inertie dans le sol

Pendant le séisme, le passage des ondes sismiques donne naissance à des forces d'inertie dans le sol qui sont équilibrées par des contraintes dynamiques (principalement des contraintes de cisaillement). Ces contraintes mobilisent une part de la résistance au cisaillement du sol et la résistance disponible pour équilibrer les efforts transmis par la fondation n'est plus égale à la résistance totale. A l'extrême, lorsque les accélérations sismiques dans le sol deviennent trop élevées, les seules forces d'inertie dans le sol peuvent induire la rupture: ce phénomène, dénommé fluidisation [7], a été identifié dans de nombreuses études théoriques de la capacité portante de fondations ([1], [8], [9]).

Par ailleurs, il faut noter que les forces d'inertie dans le sol et celles issues de la superstructure varient dans le temps et qu'il n'y a aucune raison pour qu'elles soient maximales au même instant. De plus, les forces d'inertie dans le sol décroissent avec la profondeur en raison de l'atténuation des accélérations. Comme l'évaluation du phasage exact entre ces forces ne peut être obtenue simplement, le projeteur est conduit à considérer que les forces d'inertie dans le sol et dans la superstructure atteignent leurs valeurs maximales simultanément et que la force d'inertie dans le sol est uniforme. Il est cependant important de noter que ces forces ne résultent pas de la même valeur de l'accélération (ou du même coefficient sismique  $k_H$ ) comme cela est implicitement admis dans certaines études ([10], [9]). Une évaluation correcte de l'effet de la force d'inertie dans le sol nécessite de la traiter comme un paramètre de chargement indépendant [1]. Retenir le même coefficient sismique dans le sol et dans la superstructure conduit à des conclusions erronées; il apparaît en fait, que la réduction majeure de capacité portante d'une fondation provient de l'excentricité et de l'inclinaison de la force appliquée à la fondation et non des forces d'inertie dans le sol [11].

## 4. FORMULATION THEORIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION

Cette évaluation est faite dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture [12] qui permet d'encadrer la solution exacte en construisant des champs de contraintes statiquement admissibles et des mécanismes cinématiquement admissibles. Les seules données requises sont:

- la géométrie du problème: la fondation est une semelle filante reposant en surface du sol;
- les critères de résistance des différents constituants (sol, interface sol-fondation): le sol obéit au critère de Tresca avec ou sans résistance à la traction. Le critère de résistance peut être soit isotrope, soit anisotrope avec une cohésion non drainée exprimée par la formule de Bishop [13]:

$$C(\Psi) = C_h (1 - a \cos^2 \Psi) (1 - b \sin^2 \Psi) \quad (1)$$

où  $\Psi$  est l'angle formé entre la direction verticale et la direction de la contrainte principale  $\sigma_1$ ,  $C_h$  la cohésion mesurée dans la direction horizontale et  $a, b$  des paramètres caractérisant le matériau. L'interface sol-fondation obéit au même critère de résistance que le sol, sans toutefois posséder de résistance à la traction;

- les paramètres de chargement du système; cinq paramètres indépendants sont pris en compte dans l'établissement des formules de capacité portante: la force verticale  $N$ , la force horizontale  $T$  et le moment  $M$  appliqués à la fondation, la force d'inertie  $F_x (= k_H \gamma)$  dans le sol et la surcharge  $Q$  régnant à la cote de la fondation, à l'extérieur de celle-ci. Ces paramètres peuvent être exprimés sous forme adimensionnelle:

$$\bar{N} = \frac{N}{CB}, \quad \bar{T} = \frac{T}{CB}, \quad \bar{M} = \frac{M}{CB^2}, \quad \bar{F} = \frac{F_x B}{C}, \quad \bar{Q} = \frac{Q}{C} \quad (2)$$

où  $C (= C_h)$  est la cohésion du sol et  $B$  la largeur de la fondation.

L'ensemble des paramètres de chargement admissibles est situé à l'intérieur d'une surface, dénommée surface limite, dont l'équation s'écrit:

$$\Phi(\bar{N}, \bar{T}, \bar{M}, \bar{F}_x, \bar{Q}) = 0 \quad (3)$$

Dans le cas où  $F_x = 0$  et pour un sol pulvérulent, [14] et [15] ont présenté une détermination expérimentale de la surface donnée par l'équation (3).

#### 4.1. Matériau homogène isotrope

La détermination de la surface limite correspondant à l'équation (3) a été obtenue dans [1] et [2] pour le cas du matériau homogène. Une vue perspective de la surface limite est donnée sur la figure 3 pour le cas du matériau sans résistance à la traction et dans l'hypothèse  $F_x = Q = 0$ . Seule la partie supérieure ( $M > 0$ ) de la surface est représentée. L'équation de la surface limite peut être approchée, avec une précision suffisante pour les cas pratiques, par l'équation suivante:

$$\frac{(\beta \bar{T})^2}{(\alpha \bar{N})^a [1 - \alpha \bar{N}]^b} + \frac{(\gamma \bar{M})^2}{(\alpha \bar{N})^c [1 - \alpha \bar{N}]^d} - 1 = 0 \quad (4)$$

avec  $a = 0.70, b = 1.29, c = 2.14, d = 1.81, \alpha = \frac{1}{\pi + 2}, \beta = 0.5, \gamma = 0.36$ , sous les conditions

$$0 < \alpha \bar{N} \leq 1, \quad |\bar{T}| \leq 1.$$

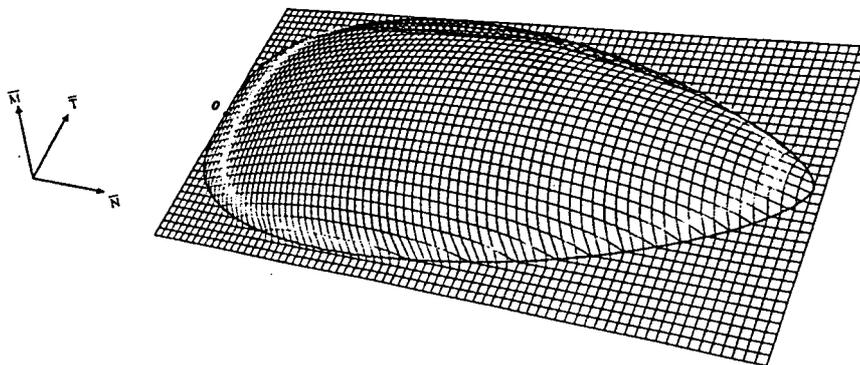


Fig. 3- Vue perspective de la surface limite / Skeletal view of the bounding surface

Lorsque les forces d'inertie dans le sol sont non nulles ( $\bar{F} \neq 0$ ), les conclusions suivantes ont été obtenues dans [1] et confirmées dans [16]:

- pour des niveaux d'accélération usuels, caractérisés par une valeur de  $\bar{F} \leq 2$ , et pour des fondations présentant un coefficient de sécurité vis-à-vis des charges permanentes supérieur à 2.0, c'est-à-dire vérifiant la condition  $\bar{N} \leq 2.5$ , l'effet des forces d'inertie dans le sol peut être négligé sans perte de précision. Pour des fondations avec un coefficient de sécurité plus faible ou pour des accélérations fortes, proches du niveau de fluidisation, les forces d'inertie dans le sol induisent une réduction considérable de la capacité portante de la fondation. Ceci est illustré sur la figure 4 qui présente des coupes de la surface limite pour différentes valeurs de  $\bar{F}$ .

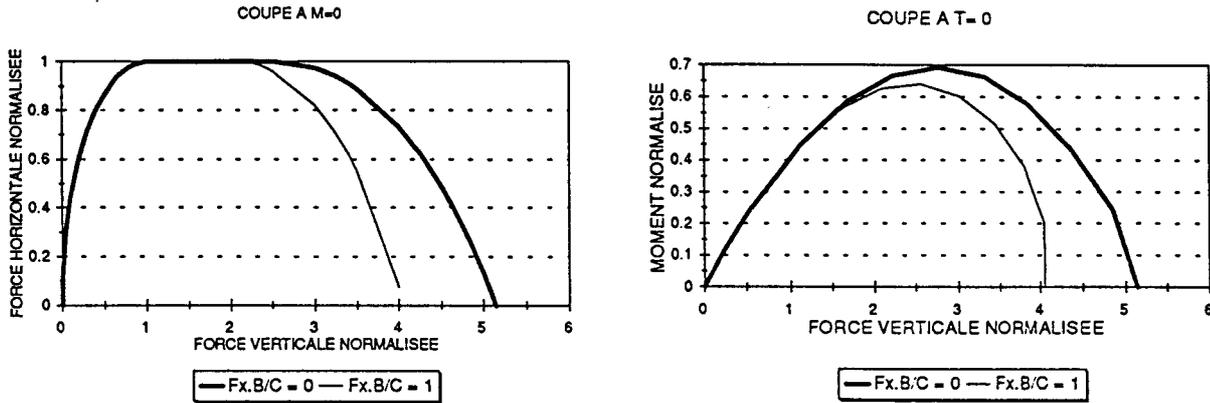


Fig. 4- Coupes de la surface limite / Cross sections of the bounding surface

#### 4.2. Matériau anisotrope

Les résultats précédents ont été étendus au cas d'un matériau anisotrope, avec ou sans résistance à la traction [16]. La figure 5 présente des coupes de la surface limite pour une fondation reposant sur la bay mud de San Francisco (sol sans résistance à la traction). Cet exemple correspond à une argile molle, normalement consolidée, analogue à l'argile de Mexico. Il apparaît que la différence entre le sol isotrope et le sol anisotrope est pratiquement négligeable pour les situations de dimensionnement usuel d'une fondation:  $\bar{N} \leq 2.5$  et chargement sismique induisant une excentricité significative de la force appliquée. Des conclusions différentes ont été obtenues pour des matériaux fortement surconsolidés pour lesquels l'anisotropie peut conduire à des capacités portantes plus élevées que pour le même matériau isotrope.

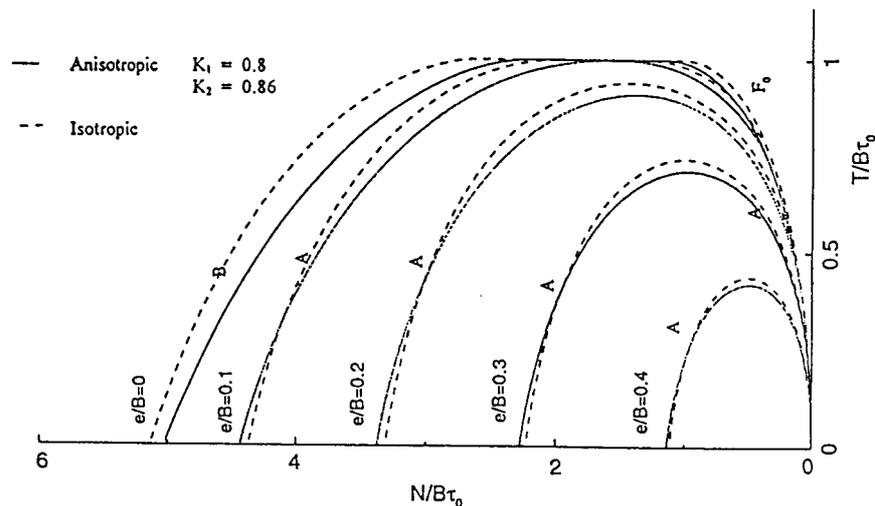


Fig. 5- Coupe de la surface limite pour la bay mud de San Francisco / Cross-section of the San Francisco bay mud bounding surface

## 5. CALCUL DES DEPLACEMENTS PERMANENTS

Pendant un séisme, les forces agissant sur la fondation ou dans le sol sous-jacent, varient avec le temps. Ces forces peuvent devenir supérieures à la résistance disponible du système sol-fondation pendant de courts instants sans pour autant induire une rupture généralisée de la fondation. C'est une différence essentielle entre le chargement statique permanent et le chargement sismique, variable dans le temps. En conséquence, la rupture ne peut plus être définie comme une situation dans laquelle le coefficient de sécurité est inférieur à 1.0; elle doit être définie en termes de déplacements inacceptables pour la superstructure. La méthode de calcul des déplacements permanents d'une fondation, induits lorsque le coefficient de sécurité pseudo-statique devient inférieur à 1.0, a été développée dans [1]. Il s'agit d'une extension de la méthode de Newmark [17] au cas de blocs déformables. Le système sol-fondation est supposé se comporter comme un système élastique parfaitement plastique pour lequel la surface limite, définie précédemment, correspond à l'apparition des déformations irréversibles plastiques. La vitesse angulaire de rotation autour du point  $\Omega$  (fig. 6) de la fondation peut alors être calculée à l'aide du théorème de l'énergie cinétique:

$$\omega(t) = \frac{K}{\rho B^3} T^+ \int_{t_0}^t \left[ \frac{T(\tau)}{T^+} - 1 \right] d\tau \quad (5)$$

où  $K$  est un coefficient dépendant du mécanisme de rupture (fig. 6),  $\rho$  la masse volumique du sol,  $B$  la largeur de la fondation,  $T^+$  la force horizontale maximale calculée à partir de l'équation (4) et  $T(\tau)$  la variation dans le temps de la force horizontale appliquée à la fondation. Dans la dérivation de l'équation (5) il a été admis que le moment  $M$  est relié à la force horizontale  $T$  par la relation  $M = T.h$  où  $h$  représente l'élévation du centre de gravité de la structure au-dessus du niveau de fondation. L'intégration de l'équation (5) entre l'instant  $t = t_0$  tel que  $T(t_0) = T^+$  et  $t = t_1$  tel que  $\omega(t_1) = 0$  fournit la rotation permanente de la fondation.

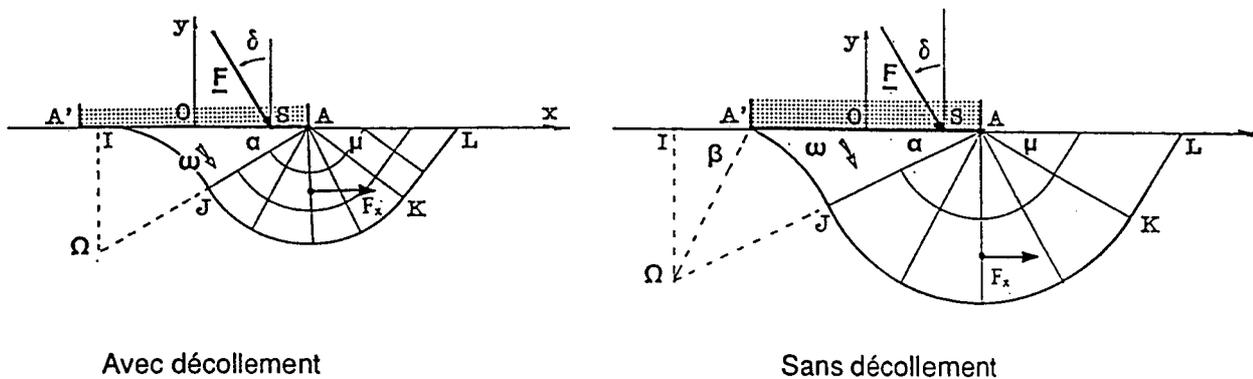


Fig. 6- Mécanismes cinématiques / Kinematic mechanisms

## 6. APPLICATION AU CAS DES BATIMENTS DE MEXICO

La méthodologie précédente a été mise en œuvre pour évaluer les déplacements des bâtiments décrits au paragraphe 2.0 et les comparer aux valeurs observées. Les efforts sismiques engendrés au niveau des fondations ont été calculés à l'aide d'analyses dynamiques par éléments finis intégrant le sol de fondation de façon à tenir compte de l'interaction sol-structure, particulièrement importante pour les ouvrages fondés sur les argiles molles de Mexico. Préalablement à cette évaluation, la méthode de calcul des efforts sismiques a été validée sur d'autres bâtiments pour lesquels on disposait d'enregistrements pendant le séisme de Mexico; les résultats sont présentés dans [16]. La figure 7 montre à titre d'exemple la force horizontale sismique calculée à la base de l'Ecole #159 et la figure 8 donne l'évaluation de la capacité portante de la fondation du même bâtiment en fonction de la cohésion non drainée du sol.

Compte tenu du fait que ce bâtiment présente sous charge permanente un coefficient de sécurité voisin de 3.0, il en résulte que l'influence des forces sismiques dans le sol sur la capacité portante de la fondation est négligeable (moins de 3%) comme le montre la figure 8.

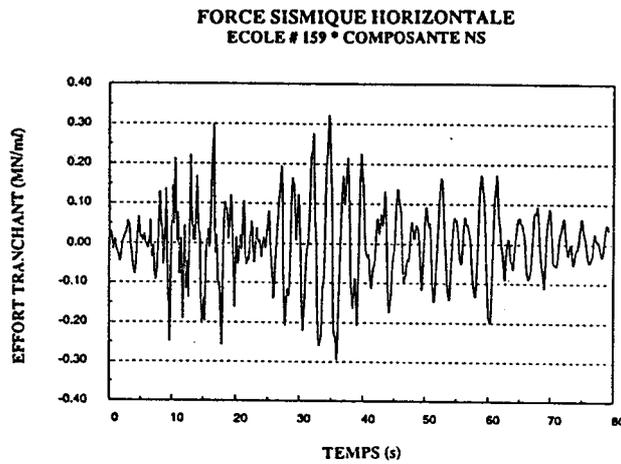


Fig. 7- Ecole #159 - Force sismique horizontale / School #159 - Horizontal seismic force

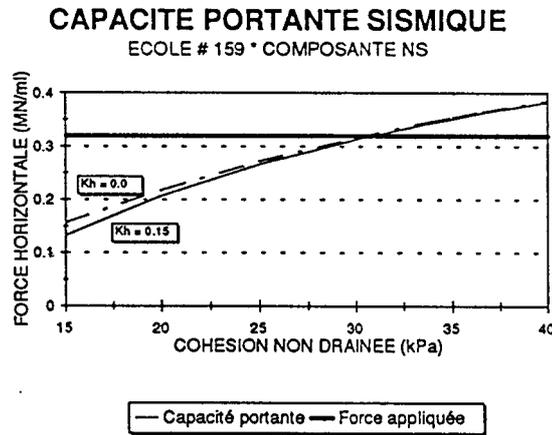


Fig. 8- Ecole # 159 - Capacité portante sismique / School # 159 - Seismic bearing capacity

La cohésion dynamique du sol étant de l'ordre de 22.5 kPa à 27.5 kPa, la figure 8 montre que la force horizontale maximale disponible est toujours inférieure à la force appliquée; elle ne devient égale à cette dernière que pour une cohésion de 31.5 kPa. En conséquence, la méthodologie du paragraphe précédent peut être utilisée pour évaluer les déplacements permanents induits. Les résultats sont présentés sur la figure 9 en fonction de la cohésion non drainée du sol.

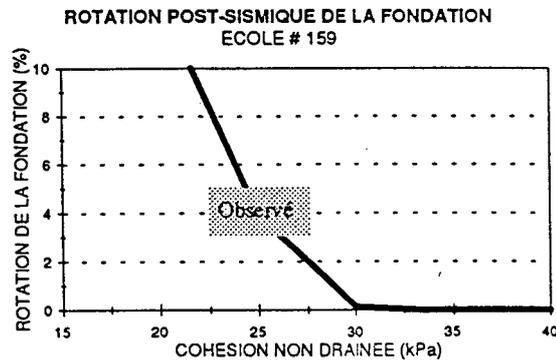


Fig. 9- Ecole # 159 Rotation postsismique de la fondation / School # 159 Postseismic foundation tilt

La figure 9 montre un très bon accord entre la valeur théorique calculée et les observations expérimentales. Il est intéressant de noter l'extrême sensibilité des résultats à la valeur de la cohésion non drainée du sol; la rotation de la fondation croît très rapidement dès que la cohésion devient inférieure à 30 kPa environ. Cette valeur est très proche de la valeur (31.5 kPa) pour laquelle le coefficient de sécurité pseudo-statique devient inférieur à 1.0. Ainsi, bien que d'un point de vue théorique la valeur de ce coefficient puisse être inférieur à 1.0, les déplacements deviennent très vite intolérables pour la structure.

Les figures 10 et 11 présentent des résultats analogues pour le bâtiment Durango # 64. Le coefficient de sécurité sous charge permanente de cette structure est de l'ordre de 2.3, ce qui explique de nouveau l'influence négligeable des forces sismiques sur la capacité portante. La force maximale sismique (0.58 MN/m) est toujours supérieure à la force résistante dans la plage des valeurs possibles de la cohésion dynamique (30 kPa à 35 kPa). La figure 11 montre de nouveau un accord satisfaisant entre calcul et observation, bien que la configuration géométrique de cet ouvrage (presque carré en plan) soit assez éloignée du modèle théorique de la semelle filante. Comme précédemment, la rotation croît très rapidement dès que la cohésion devient inférieure à 55 kPa environ, soit une valeur significativement plus faible que celle pour laquelle le coefficient de sécurité pseudo-statique est égal à 1.0 (72.5 kPa d'après la figure 10).

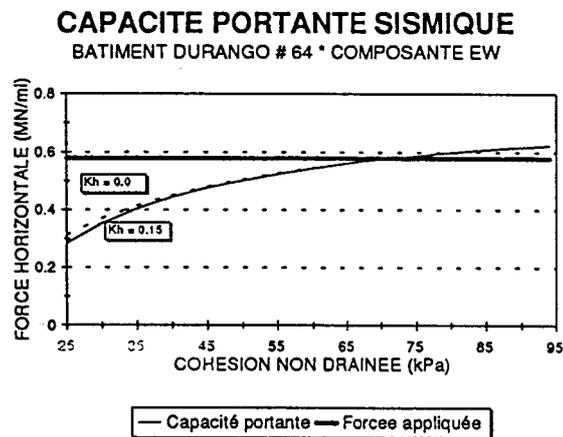


Fig. 10- Bâtiment Durango # 64 - Capacité portante sismique / Durango building # 64 - Seismic bearing capacity

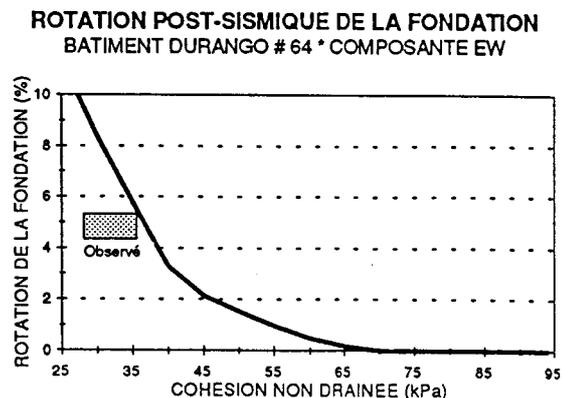


Fig. 11- Bâtiment Durango # 64 - Rotation postsismique de la fondation / Durango building # 64 - Postseismic foundation tilt

## 7. CONCLUSIONS

La méthodologie développée pour l'évaluation de la capacité sismique des fondations superficielles filantes, reposant sur un sol argileux, a été testée en comparant les résultats qu'elle fournit aux observations faites pendant le séisme de 1985 sur des ouvrages ayant subi des ruptures de fondation. Au vu de l'accord satisfaisant obtenu entre observations et calculs, il est possible de tirer des conclusions et d'émettre des recommandations concernant l'évaluation de cette capacité portante.

- L'utilisation des formules de capacité portante, établie sur la base de la théorie du calcul à la rupture, donne des résultats satisfaisants si tous les paramètres entrant dans ces formules, en particulier la cohésion non drainée du sol, sont correctement évalués. Il convient, en particulier, de tenir compte de l'influence du chargement sismique sur cette cohésion.

- L'anisotropie des argiles normalement consolidées ne semble pas être un facteur primordial pour les chargements sismiques.

- Un coefficient de sécurité pseudo-statique inférieur à 1.0 ne peut être autorisé sans justification détaillée et évaluation des déformations induites; en effet, pour au moins un des bâtiments étudiés, il apparaît que les déformations augmentent très rapidement dès que la valeur du coefficient de sécurité devient inférieure à 1.0. Cette limitation du coefficient de sécurité devrait s'appliquer plus particulièrement aux codes de construction parasismique qui ne requièrent que des justifications simplifiées.

- L'effet des forces sismiques dans le sol peut être négligé pour les fondations présentant un coefficient de sécurité supérieur à 2.0 vis-à-vis des charges permanentes; la vérification de la capacité portante de la fondation peut être conduite en ne retenant que l'effet des forces inertielles de la superstructure.

## Remerciements

Cette étude a été rendue possible grâce au soutien financier de la Communauté Européenne sous le contrat CI1\*CT92-0069.

## 8. REFERENCES

- [1] PECKER A., SALENÇON J. (1991). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils. Proceedings of the International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering. CENAPRED, Mexico city, pp. 287-304.
- [2] SALENÇON J., PECKER A. (1995a and b). a/ Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part I: purely cohesive soil - European Journal of Mechanics A/Solids, 14, n° 3, pp. 349-375. b/ Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part II: purely cohesive soil without tensile strength - European Journal of Mechanics A/Solids, 14 n° 3, pp. 377-396.
- [3] AUVINET G. et ROMO M.P. (1992). Seismic behavior of foundations on cohesive soft soils. Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Ouest Editions, Nantes, chapter III.4, pp. 311-328.
- [4] MENDOZA M.J., AUVINET G. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985. Behavior of building foundations in Mexico city. Earthquake Spectra, vol. 4, pp. 835-853.
- [5] AVILES E. (1991). Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos - Master thesis, Facultad de Ingenieria, UNAM.
- [6] ROMO M.P. (1995). Clay behavior ground response and soil-structure interaction studies in Mexico city. Proceedings 3rd Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soils Dynamics., vol. 2, pp. 1039-1051.
- [7] RICHARDS Jr. R., ELMS D.G. et BUDHU M. (1990). Seismic bearing capacity and settlements of shallow foundations. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 119, pp. 662-674.

- [8] BUDHU M., AL KARNI A. (1993). Seismic bearing capacity of soils. Geotechnique, 33, pp.181-187.
- [9] RICHARDS Jr. R., SHI X. (1994). Seismic lateral pressures in soils with cohesion. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 120, n° 7, pp. 1230-1251.
- [10] SARMA S.K., IOSSIFELIS I.S. (1990). Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings. Geotechnique, 40, pp. 265-273.
- [11] DORMIEUX L., PECKER A. (1995). Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless soils - Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121 (3), pp. 300-303.
- [12] SALENÇON J. (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC.
- [13] BISHOP A.W. (1966). The strength of soils as engineering materials. Geotechnique, vol. 16, n° 2, pp. 89-130.
- [14] BUTTERFIELD R., GOTTARDI G. (1994). A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sands. Geotechnique, vol. 44, n° 1, pp. 181-184.
- [15] KITAZUME M., TERASHI, M. (1994). Operation of PHRI Geotechnical Centrifuge from 1980 to 1994. Technical note of the Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan.
- [16] PECKER A., AUVINET G., SALENÇON J., ROMO M.P., VERZURA L. (1995). Seismic bearing capacity of foundations on soft soils. Report to the European Commission. Contract CI1\* CT92-0069.
- [17] NEWMARK N. (1965). Effect of earthquakes on dams and embankments - Geotechnique, vol. 15, n° 2, pp. 139-160.