

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CALCUL STATIQUE, DYNAMIQUE ET SISMIQUE
D'UNE FONDATION DE TURBO-GROUPE D'UNE
CENTRALE ELECTRIQUE**

Présenté par :

BOUMIMEZ Mouad
BOUZELHA Saber

Encadré par :

Pr. HADID Mohamed

Promotion 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné le courage et la bonne volonté pour élaborer ce modeste travail.

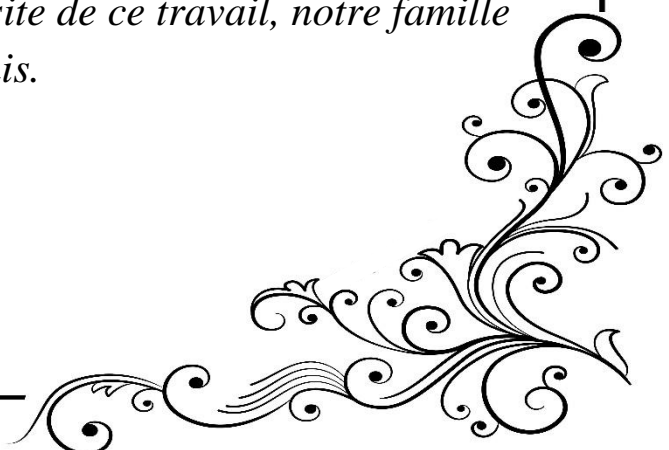
C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur M. HADID Mohamed pour ses conseils, son soutien indéfectible, pour sa disponibilité, et toutes les orientations productives qu'il a su donner à ce travail.

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que pour tout le personnel administratif de l'ENSTP, en particulier notre département Matériaux et Structures.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous les membres de jury, pour l'honneur qu'ils nous font d'accepter l'examen de ce mémoire.

Un spécial remerciement à M. ZOUAK Abdenour, M. ALI HAIMOUD Chouaib yassine et aussi le bureau d'étude LECACT de nous avoir donnés la chance pour le stage fin d'étude.

Nos remerciements vont enfin à tous ceux ou celles qui ont participé de près et de loin à la réussite de ce travail, notre famille et nos amis.



DEDICACES

Je dédie ce travail,

A mes très chers parents qui, depuis mon jeune âge ont ancré en moi un profond respect et admiration pour les sciences, et qui ont veillé à ce que je bénéficie des meilleurs conditions physiques et morales propices à des enseignements de qualité.

Je dédie aussi ce travail, à mon encadreur Monsieur HADID Mohamed, qui m'a donné la chance de partager son savoir, et m'a permis de m'exprimer aussi librement et dans un cadre très agréable, sur un sujet qui me passionne tellement.

A tous les enseignants de ENSTP et spécialement Mme.MEZOUAR, M.BENAZOUZ, M.ZOURGUI, M.TOUNSI, M.AKNOUCHE.

A mon binôme et très cher ami BOUZELHA Saber.

A mes très chers amis O. TOUATI, A. LABED, F. MOUHOU, Y. ABDELOUAHED, Y. BOUKRID, S. BERRACHDI, S. SEKKAK, S. BENHALIMA, H. MERABTINE, M. MOHAMADI, M. MANSOUR, M. MASBOUTE, M. BOUKHARI.

Enfin à vous.

BOUMIMEZ Mouad

DEDICACES

Je dédie ce travail,

A mes très chers parents qui, depuis mon jeune âge ont ancré en moi un profond respect et admiration pour les sciences, et qui ont veillé à ce que je bénéficie des meilleurs conditions physiques et morales propices à des enseignements de qualité.

A mes très chers sœurs et frères, MARIEM, RANIA, IBRAHIM.

A ma grande famille paternelle et maternelle : à tout ma famille BOUZELHA et AMOUR à mes grands-parents, mes tantes (RACHIDA, FARODJA, NOUARA, DALILA, HASSINA, DJAMILA), mes oncles (ZOHIR, HOSINE, AMAR, MOHAMED, AHMED, SLIMEN, AREZKI), ainsi que mes cousins et cousines, et surtout TOUFIK, GHANOU, ZOHRA, WIWI, ZINEB

Pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé.

Je dédie aussi ce travail, à mon encadreur Monsieur HADID Mohamed, qui m'a donné la chance de partager son savoir, et m'a permis de m'exprimer aussi librement et dans un cadre très agréable, sur un sujet qui me passionne tellement.

A tous les enseignants de ENSTP et spécialement Mme.MEZOUAR, M.BENAZOUZ, M.ZOURGUI, M.TOUNSI, M.AKNOUCHE, M.HAMADI.

A mon binôme et très cher ami BOUMIMEZ Mouad.

A mes très chers amis AYMEN, SLIMEN, NISSOU, DJABER, ABDOU, MARZEK, JUBA, ISLEM, NASAR, KARIM, MOUNIR, SALIME, SADAK, DJAFAR, MADJID.

Enfin à vous.

BOUZELHA Saber

ملخص

يهدف هذا العمل المقدم إلى دراسة أساس مجموعة توربو لمحطة توليد الكهرباء التي تقع في حاسي بيركين بدأنا هذا العمل ببحث بيليوغرافي عن التفاعل بين بنية التربة والأساس وطرق تحليلها، بعدها تطرقنا إلى الدراسة الديناميكية والسكونية للأساس بهدف الحصول على الترددات الطبيعية للاهتزاز، الإزاحات والإجهادات من أجل مقارنتها بالقيم الحدية، ثم انتقلنا إلى التحليل الديناميكي غير الخطي لنحصل على تأثير آلات الاهتزاز على تدهور خصائص التربة، وأخيرا انهينا من مشروعنا من خلال دراسة التأثير الزلزالي على القدرة على التحمل.

تجدر الإشارة إلى أننا استخدمنا برامج ما تلاب واكسيل في إجراء العمليات الحسابية.

الكلمات المفتاحية: صلابة، تردد، ديناميكية، رنين، غير خطي، قدرة التحمل، زلزالي، دالة المقاومة.

Résumé

Ce travail soumis vise à étudier une fondation d'un turbo-groupe d'une centrale électrique situé à Hassi Berkine.

Nous avons commencé ce travail par une recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure-fondation et leur méthodes d'analyse, ensuite nous avons abordé l'étude dynamique et statique de la fondation dans le but d'obtenir les fréquences propres de vibration, les déplacements et les contraintes afin de les comparer aux valeurs limites, puis nous sommes passés à l'analyse dynamique non-linéaire pour avoir l'effet des machines vibrantes sur la dégradation des caractéristiques du sol, enfin nous avons fini notre projet par l'étude de l'effet sismique sur la capacité portante.

Il convient de noter que nous avons utilisé le programme MATLAB et EXCEL dans les calculs.

Mots clés : Rigidité, Fréquence, Dynamique, Résonance, Non-linéaire, Capacité portante, Sismique, Fonction d'impédance.

Abstract

This submitted work aims to study a foundation of a turbo - group of an electric power station located in Hassi Berkline.

We began this work by a bibliographic research on the interaction of soil-structure-foundation and their methods of analysis, then we approached the dynamic and static study of the foundation with a view to obtain the natural frequencies of vibration, displacements and stresses in order to compare them to the limit values, then we moved to the nonlinear dynamic analysis to get the effect of vibrating machines on the degradation of the soil characteristics, and finally we finished our project by the study of the seismic effect on the bearing capacity.

It should be noted that we used MATLAB and EXCEL programs in the calculations.

Key words: Stiffness, Frequency, Dynamic, Resonance, Non-linear, Bearing capacity, Seismic, Impedance function.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. HISTORIQUE	3
I.3. ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	4
I.3.1. Définition de l'interaction sol-structure	4
I.3.2. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure	4
I.3.2.1. Méthode directe (globale)	4
I.3.2.2. Méthode indirecte (sous-structures)	6
I.3.2.3. Méthode hybride	7
I.4. EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	8
I.4.1. Structure incorporée dans la roche (base encastree)	9
I.4.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible)	9
I.4.2.1. Interaction cinématique	9
I.4.2.2. Interaction inertielle	9
I.4.2.3. Déformation de la fondation	9
I.4.2.4. Déplacement au sommet de la structure	9
I.5. CONCLUSION	10

CHAPITRE II : FONCTION D'IMPEDANCE DES FONDATIONS.

II.1. INTRODUCTION	11
II.2. PRESENTATION ET UTILISATION DES FONCTIONS D'IMPEDANCES	11
II.3. DEFINITION DES FONCTIONS D'IMPEDANCES	13
II.4. CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES DYNAMIQUES	14
II.4.1. Impédance dynamique d'un oscillateur simple à un degré de liberté	15
II.4.2. La forme générale de l'impédance d'une fondation	17
II.4.3. La forme matricielle de l'impédance d'une fondation	20
II.5. CONCLUSION	21

CHAPITRE III :**DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL.**

III.1. INTRODUCTION	22
III.2. PRESENTATION DE PROJET	22
III.3. DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL	23
III.3.1. Caractéristiques géotechniques du sol	23
III.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	23
III.3.3. Caractéristiques mécaniques de la machine	23
III.3.4. Caractéristiques géométriques et massiques du système machine-fondation	24
III.3.5. Position du centre de gravité du système machine-fondation	27
III.3.6. Position du centre de gravité de la surface de contact	28
III.3.7. Caractéristiques inertielles de la fondation	28
III.3.7.1. Les moments d'inertie massique du système machine-fondation	28
III.3.7.2. Les moments d'inertie flexionnels de la fondation	29
III.3.8. Chargements appliqués sur la fondation	30
III.3.8.1. Les charges statiques	31
III.3.8.2. Les charges dynamiques	34
III.4. PROCEDURE DE CALCUL DES VIBRATIONS DES FONDATIONS	38
III.4.1. Calcul de la fréquence de résonance	38
III.4.2. Vérification du phénomène de résonance	40
III.4.2.1. Les types des machines vibrantes	40
III.4.3. Calcul de l'amplitude des vibrations	40
III.4.3.1. L'amplitude des vibrations à la résonance	40
III.4.3.2. L'amplitude des vibrations hors la résonance	41
III.4.4. Forces dynamiques transmises au sol	41

CHAPITRE IV :**LES MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES.**

IV.1. INTRODUCTION	43
IV.2. LA NOTION DE RAYON EQUIVALENT	43
IV.3. MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES	44
IV.3.1. Modèle de RICHART-WHITHMAN (1967)	44
IV.3.2. Modèle de VELETSSOS (1973)	48
IV.3.3. Modèle de KAUSEL (1988)	50

CHAPITRE V : ETUDE D'UNE FONDATION D'UN TURBO-GROUPE D'UNE C.E.

V.1. INTRODUCTION	55
V.2. DETERMINATION DES FONCTIONS D'IMPEDANCE	55
V.2.1. Modèle de RICHART-WHITMAN (1967)	55
V.2.1.1. Calcul de la rigidité statique	55
V.2.1.2. Calcul de l'amortissement radiatif	56
V.2.1.3. Calcul de l'amortissement totale	56
V.2.1.4. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) .	57
V.2.1.5. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité	58
V.2.1.6. Calcul et vérification des déplacements	60
V.2.2. Modèle de VELETSOS (1973)	64
V.2.2.1. Calcul de la rigidité statique	64
V.2.2.2. Calcul de la rigidité dynamique	64
V.2.2.3. Calcul de l'amortissement radiatif	65
V.2.2.4. Calcul de l'amortissement total	66
V.2.2.5. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) .	66
V.2.2.6. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité	68
V.2.2.7. Calcul et vérification des déplacements	69
V.2.3. Modèle de KAUSEL (1988)	72
V.2.3.1. Calcul de la rigidité statique	72
V.2.3.2. Calcul de la rigidité dynamique	72
V.2.3.3. Calcul de l'amortissement radiatif	73
V.2.3.4. Calcul de l'amortissement totale	73
V.2.3.5. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) .	74
V.2.3.6. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité	75
V.2.3.7. Calcul et vérification des déplacements	77
V.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES	80
V.3.1. La répartition des contraintes	80
V.3.2. Calcul des contraintes	81
V.3.2.1. Fondations avec des moments ou des charges excentrées	81
V.3.2.2. Fondation avec une charge excentrée dans un seul sens	82
V.3.2.3. La section réduite	83
V.3.3. Application	83

V.3.3.1. Calcul du barycentre des charges statiques	83
V.3.3.2. Calcul de l'excentricité de la charge totale	83
V.3.3.3. Calcul de la contrainte maximale et minimale	83
V.4. EFFET DE L'ENTERREMENT SUR LA FONDATION	85
V.5. CONCLUSION	86

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES FONDATIONS VIBRANTES.

VI.1. INTRODUCTION	87
VI.2. Modélisation du comportement dynamique du sol	87
VI.2.1. Lois de corrélation pour la détermination de G et ξm	87
VI.2.1.1. Estimation du module de cisaillement maximal pour les sols sableux	87
VI.2.1.2. Estimation du module de cisaillement maximal pour les sols argileux	89
VI.2.1.3. Module de cisaillement pour les grandes déformations	90
VI.2.1.4. Estimation de l'amortissement du sol	96
VI.3. Réponse du sol sous un chargement dynamique (programmation en MATLAB)	97
VI.3.1. Résultats donnés par le programme MATLAB	97
VI.4. CONCLUSION :	102

CHAPITRE VII : CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET DYNAMIQUE DE LA FONDATION.

VII.1. INTRODUCTION	103
VII.2. CONCEPT GENERALE	103
VII.2.1. Mécanismes de rupture du sol sous une fondation superficielle	103
VII.3. CAPACITE PORTANTE STATIQUE	105
VII.3.1. Facteurs de la capacité portante statique	106
VII.3.2. Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison de la force statique	107
VII.3.3. Influence de l'excentrement de la charge	108
VII.3.4. Rupture à court terme et à long terme	109
VII.3.5. Facteurs de la capacité portante (mécanisme de rupture de Mohr-coulomb)	109
VII.3.6. Capacité portante admissible	111
VII.4. CAPACITE PORTANTE SISMIQUE	111
VII.4.1. Méthode quasi-statique EUROCODE 07	111
VII.4.2. Méthode pseudo-statique RICHARDS (1993)	112
VII.4.3. Méthode CASCONI (2016)	114

VII.4.3.1. Coefficients de réduction de la capacité portante sismique	114
VII.4.4. Méthode de PANE (2016)	116
VII.4.5. Méthode de CONTI (2018)	116
VII.4.5.1. Coefficients de réduction de la capacité portante sismique	116
VII.4.6. Facteurs de la capacité portante sismique $kh \neq 0, H \neq 0$	117
VII.5. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET SISMIQUE	117
VII.5.1. Étude comparative entre les méthodes pseudo-statiques et la méthode quasi- statiques	119
VII.6. CONCLUSION	120
CONCLUSION GENERALE.....	121

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

Figure I.1 : Représentation de l'effet d'interaction sol-structure (ISS).....	2
Figure I.2 : Trois schémas représentatifs de la répartition des contraintes sous une fondation.....	3
Figure I.3 : Analyse de l'ISS par la méthode directe.....	5
Figure I.4 : Théorème de la superposition.....	6
Figure I.5 : Théorème des sous-structures.....	7
Figure I.6 : Réponse sismique des structures fondées sur la roche et sur le sol. (a) sites, (b) champ libre, (c) interaction cinématique, (d) interaction inertielle. (Wolf 1985).	8
Figure I.7: Déplacement au sommet, structure à base fixe (a) et une autre à base flexible (b).	10

CHAPITRE II : FONCTION D'IMPEDANCE DES FONDATIONS.

Figure II.1: Système à un degré de liberté (1DDL).....	12
Figure II.2: Système à deux degrés de liberté (2DDL).....	12
Figure II.3: Système à six degrés de liberté (6DDL).....	12
Figure II.4: Réponse d'une fondation circulaire à une sollicitation harmonique.	13
Figure II.5 : Variation de la rigidité statique et dynamique en fonction de la fréquence.	15
Figure II.6 : Représentation d'un oscillateur simple à 1DDL.	15
Figure II.7 : Système à 1 degré de liberté dimensionnel.	20
Figure II.8 : Système à 1 degré de liberté adimensionnel.....	20

CHAPITRE III : DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL.

Figure III.1 : Vue en plan et de profil du massif fondation de Hassi Barkine.....	26
Figure III.2 : Représentation tridimensionnelle du massif fondation de Hassi Barkine.....	27
Figure III.3 : Parallélépipède dont le système d'axe ne passe pas par son centre de gravité.....	29
Figure III.4 : Rectangle dont le système d'axe ne passe pas par son centre de gravité.....	29
Figure III.5 : Représentation générale des forces d'excitations sur un bloc de la fondation.....	31
Figure III.6 : Forces et moments produits par des machines tournantes.	34
Figure III.7 : Représentation de l'amortissement matériel par la boucle d'hystérésis.....	39
Figure III.8 : Représentation de l'amortissement radiatif.....	39

CHAPITRE IV : LES MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES.

Figure IV.1 : Notation pour calculer le rayon équivalent d'une fondation à base rectangulaire.....	43
Figure IV.2 : Forme géométrique équivalente de la fondation prise en compte dans 1 ^{er} modèle.	44
Figure IV.3 : Abaque donnant les coefficients de correction de la géométrie (Richart et al 1970).	45
Figure IV.4 : Forme géométrique équivalente de la fondation prise en compte dans le 3 ^{eme} modèle. ..	51

CHAPITRE V : ETUDE D'UNE FONDATION D'UN TURBO-GROUPE D'UNE C.E.

Figure V.1 : Courbes de la fonction d'amplification de 1 ^{er} modèle.	59
Figure V.2 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 1 ^{er} modèle.....	59

Figure V.3: Abaque de la sévérité des vibrations des machines en général Baxter et Bernhard (1967) (1 ^{er} modèle).....	62
Figure V.4 : Abaque de Reiher-Meister pour la sensibilité humaine (Richart et al 1970) (1 ^{er} modèle).63	
Figure V.5 : Courbes de la fonction d'amplification de 2 ^{eme} modèle.	68
Figure V.6 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 2 ^{eme} modèle	69
Figure V.7 : Abaque de la sévérité des vibrations sur les machines en générale Baxter et Bernhard (1967) (2 ^{eme} modèle).	70
Figure V.8 : Abaque de Reiher-Meister pour la sensibilité humaine Richart et al (1970) (2 ^{eme} modèle).	71
Figure V.9 : Courbes de la fonction d'amplification de 3 ^{eme} modèle	76
Figure V.10 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 3 ^{eme} modèle.....	76
Figure V.11 : Abaque de la sévérité des vibrations sur les machines en générale Baxter et Bernhard (1967) (3 ^{eme} modèle).....	78
Figure V.12 : Abaque de Reiher-Meister pour la sensibilité humaine Richart et al (1970) (2 ^{eme} modèle).	79
Figure V.13 : Répartition des contraintes sous les fondations flexibles et rigides.	80
Figure V.14 : Fondation soumise à un moment ou une charge excentrée.....	81
Figure V.15 : Répartition des contraintes sous la fondation dans le sens B.....	82

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES FONDATIONS VIBRANTES.

Figure VI.1 : Cercle de Mohr pour la détermination de τ_{max}	91
Figure VI.2 : Variation de la contrainte sous l'effet de chargement dynamique et statique.	93
Figure VI.3 : Augmentation de la contrainte verticale à n'importe quel point d'une fondation rectangulaire sous un chargement surfacique.....	94
Figure VI.4 : Valeurs de $I\sigma$ en fonction de L/B et z/B	95
Figure VI.5 : Variation de la contrainte effective du sol en fonction de la profondeur (z)	98
Figure VI.6 : Variation de la contrainte effective (fondation + charge statique) en fonction de la profondeur (z).....	99
Figure VI.7: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la déformation de cisaillement référence (γ_r)	99
Figure VI.8 : Variation du module de cisaillement (G) en fonction du nombre de cycle (i)	100
Figure VI.9 : Variation de la déformation de cisaillement (γ) en fonction du nombre de cycle (i) ...	100
Figure VI.10 : Variation de l'amortissement matériel du sol (ξ^m) en fonction du nombre de cycle (i)	101
Figure VI.11 : Variation de la rigidité dynamique (K_z^d) en fonction du nombre du module de cisaillement.....	101

CHAPITRE VII : CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET DYNAMIQUE DE LA FONDATION.

Figure VII.1 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle.....	103
Figure VII.2 : Rupture généralisée par cisaillement.....	104
Figure VII.3: Rupture locale par cisaillement	104
Figure VII.4 : Rupture par poinçonnement.	105
Figure VII.5 : Zones de rupture au-dessous de la fondation sous une charge ultim Terzaghi (1943). 105	
Figure VII.6 : Schéma représentatif sur la provenance de la capacité portante ultime qu	106

Figure VII.7: Excentricité de la charge statique.	108
Figure VII.8 : Plans de rupture statiques simplifier par Mohr-Coulomb	109
Figure VII.9 : Mécanisme de Mohr-Coulomb en prenant en compte le frottement latéral du mur.....	110
Figure VII.10 : Analyse de Monobe-Okobe pour $\varphi' = 30^\circ$ et $\delta = \varphi'/2$	113
Figure VII.11 : Variation de la capacité portante dynamique en fonction de φ'	119

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III : DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL.

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques et massiques du système machine-fondation.....	24
Tableau III.2 : Coordonnées des points d’ancrage de la machine.	25
Tableau III.3 : Coordonnées du centre de gravité du système machine-fondation.....	27
Tableau III.4 : Coordonnées du centre de gravité de la surface de contact.	28
Tableau III.5 : Valeurs des moments d’inertie massiques et flexionnels.	30
Tableau III.6 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues à l’auxiliaire.....	31
Tableau III.7 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues à la turbine.	32
Tableau III.8 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues aux gaz d’échappement.	32
Tableau III.9 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues au générateur.	33
Tableau III.10 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dues aux gaz d’échappements.....	34
Tableau III.11 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dynamiques dues à la turbine.....	35
Tableau III.12 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dynamiques dues à la turbine.....	35
Tableau III.13 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dynamiques dues au générateur.	36
Tableau III.14 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dynamiques dues au générateur...	37

CHAPITRE IV : LES MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D’IMPEDANCES.

Tableau IV.1 : Formules de rayon équivalent.	44
Tableau IV.2 : Formules des rigidités statiques (Richart et Whitman 1967).	45
Tableau IV.3 : Formules des facteurs du degré d’enterrement sur la rigidité.	46
Tableau IV.4 : Formules des facteurs du degré d’enterrement sur l’amortissement.	46
Tableau IV.5 : Formules du rapport massique et du facteur d’amortissement radiatif.	47
Tableau IV.6 : Valeurs des facteurs du rapport d’inertie pour le mode de balancement.....	47
Tableau IV.7 : Formules de la rigidité dynamique (Veletsos et Verbic 1973).....	48
Tableau IV.8 : Formules des paramètres de rigidité et d’amortissement.	49
Tableau IV.9 : Valeurs des coefficients $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$	49
Tableau IV.10 : Formules de la rigidité statique (Pais et Kausel 1988).	50
Tableau IV.11 : Formules du facteur de correction dynamique de la rigidité statique.....	51
Tableau IV.12 : Formules des facteurs du degré d’enterrement sur la rigidité.	52
Tableau IV.13 : Coefficients des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire superficielle.	53
Tableau IV.14 : Coefficients des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire encastrée.	54

CHAPITRE V : ETUDE D’UNE FONDATION D’UN TURBO-GROUPE D’UNE C.E.

Tableau V.1 : Valeurs de la rigidité statique du système (1 ^{er} modèle).....	55
Tableau V.2 : Valeurs de l’amortissement radiatif du système (1 ^{er} modèle).....	56
Tableau V.3 : Valeurs de l’amortissement total du système (1 ^{er} modèle).....	56
Tableau V.4 : Valeurs de l’amortissement total après l’ajustement selon l’EPRI (1 ^{er} modèle)..	57
Tableau V.5 : Valeurs de la fréquence naturelle et de résonance du système (1 ^{er} modèle).....	57
Tableau V.6 : Valeurs du rapport des fréquences (1 ^{er} modèle)..	58
Tableau V.7 : Valeurs de la fonction d’amplification et de transmissibilité du système (1 ^{er} modèle)..	58
Tableau V.8 : Valeurs du 7 ^e déplacement statique de la fondation (1 ^{er} modèle).....	60

Tableau V.9 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (1 ^{er} modèle).....	61
Tableau V.10 : Valeurs de la rigidité statique du système (2 ^{eme} modèle).....	64
Tableau V.11 : Valeurs des coefficients de rigidité et d’amortissement (2 ^{eme} modèle).....	64
Tableau V.12 : Valeurs des coefficients $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i, b_i$	65
Tableau V.13 : Valeurs de la rigidité dynamique et de coefficient d’amortissement du système (2 ^{eme} modèle).....	65
Tableau V.14 : Valeurs de l’amortissement radiatif et de la fréquence naturelle adimensionnelle (2 ^{eme} modèle).....	65
Tableau V.15 : Valeurs d’amortissement total du système (2 ^{eme} modèle).....	66
Tableau V.16 : Valeurs d’amortissement total après l’ajustement selon EPRI (2 ^{eme} modèle).....	66
Tableau V.17 : Valeurs de la fréquence naturelle et de résonance du système (2 ^{eme} modèle).....	67
Tableau V.18 : Les valeurs de rapport des fréquences (2 ^{eme} modèle).....	67
Tableau V.19 : Valeurs de la fonction d’amplification et de transmissibilité (2 ^{eme} modèle).....	68
Tableau V.20 : Valeurs de déplacement statique de la fondation (2 ^{eme} modèle).....	69
Tableau V.21 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (2 ^{eme} modèle).....	69
Tableau V.22 : Valeurs de la rigidité statique du système (3 ^{eme} modèle).....	72
Tableau V.23 : Valeurs de la rigidité dynamique et de coef d’amortissement du système (3 ^{eme} modèle).....	72
Tableau V.24 : Valeurs de l’amortissement radiatif (3 ^{eme} modèle).....	73
Tableau V.25 : Valeurs d’amortissement total du système (3 ^{eme} modèle).....	73
Tableau V.26 : Valeurs de l’amortissement total après l’ajustement selon EPRI (3 ^{eme} modèle).....	74
Tableau V.27 : Valeurs de fréquence naturelle et de résonance du système (3 ^{eme} modèle).....	74
Tableau V.28 : Valeurs de rapport des fréquences (3 ^{eme} modèle).....	75
Tableau V.29 : Valeurs de la fonction d’amplification de transmissibilité (3 ^{eme} modèle).....	75
Tableau V.30 : Valeurs de déplacement statique de la fondation (3 ^{eme} modèle).....	77
Tableau V.31 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (3 ^{eme} modèle).....	77
Tableau V.32 : Coordonnées de la machine.....	83
Tableau V.33 : Valeurs du barycentre de la machine.....	83
Tableau V.34 : Valeurs des charges et des moments statiques et dynamiques.....	84
Tableau V.35 : Valeurs des contraintes maximales (1 ^{er} modèle).....	84
Tableau V.36 : Valeurs des contraintes maximales (2 ^{eme} modèle).....	84
Tableau V.37 : Valeurs des contraintes maximales (3 ^{eme} modèle).....	84
Tableau V.38 : Valeurs de quelques paramètres sans et avec l’enterrement de la fondation.....	85

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES FONDATIONS VIBRANTES.

Tableau VI.1 : Propriété de sol avec les valeurs du SPT (Chowdhury et Dasgupta 2009).....	89
Tableau VI.2 : Valeurs de K2max en fonction de la densité relative (Seed et Idriss 1970).....	89
Tableau VI.3 : Illustration des résultats des paramètres dynamiques du sol.....	97
Tableau VI.4 : Illustration des résultats des paramètres dynamiques du sol.....	102

CHAPITRE VII : CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET DYNAMIQUE DE LA FONDATION.

Tableau VII.1 : Facteurs de forme, et de profondeur.....	107
Tableau VII.2 : Facteurs d’inclinaison de la force statique.....	108
Tableau VII.3 : Valeurs des facteurs de la capacité portante sismique Facteur réducteur de la capacité portante sismique, pour $\varphi' = 300$	114

Tableau VII.4 : Valeurs des coefficients b_1, b_2, b_3	115
Tableau VII.5 : Valeurs des coefficients d_1, d_2, d_3, A	115
Tableau VII.6 : Valeurs des facteurs de profondeur, de forme et d'inclinaison de la capacité portante statique et quasi-statique	118
Tableau VII.7 : Valeurs des facteurs de la capacité portante statique et quasi-statique	118
Tableau VII.8 : Valeurs des facteurs de réduction de la capacité portante sismique selon RICHARDS	118
Tableau VII.9 : Valeurs des coefficients de réduction de la capacité portante sismique selon (CASCONE, PANE, CONTI).....	119

***INTRODUCTION
GENERALE***

L'analyse du comportement dynamique des massifs de fondation supportant des machines vibrantes revêt une grande importance dans la conception des grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les grandes usines, et les centrales électriques. La non prise en compte de cette conception est généralement la conséquence de très grandes pertes humaines et matérielles.

Souvent, le praticien est en difficulté de suivre le progrès réalisé par la recherche scientifique. À cet effet, plusieurs méthodes de calcul ont été élaborées, certaines sont des approches empiriques et d'autres numériques dont la différence réside dans les hypothèses auxquelles elles font référence, par conséquent la fiabilité de leurs résultats.

Dans ce mémoire, une analyse dynamique du massif fondation de la centrale électrique de Hassi Barkine a été faite en se basant sur des méthodes purement analytiques.

Cette étude comporte trois parties, dont la première porte sur la procédure de calcul des vibrations du système sol-fondation-machine, la deuxième est consacrée à la présentation des trois modèles de calcul utilisés afin de déterminer les fonctions d'impédance statiques et dynamiques d'une fondation rigide, de forme rectangulaire équivalente, reposant sur un demi-espace élastique ou viscoélastique, et la troisième porte une application directe pour la centrale électrique de Hassi Barkine. Le calcul des fonctions d'impédance de ce type de fondation permet d'une part donc de déterminer les fréquences propres de vibration du système sol-fondation-machine qui seront comparées à la fréquence propre de vibration de la machine afin d'éviter le phénomène de résonance. Et d'autre part de déterminer les déplacements et les contraintes résultant sous un tel chargement, qui seront comparés respectivement aux déplacements et contraintes admissibles.

Cependant, une autre partie complémentaire est ajoutée afin de comprendre le comportement dynamique non-linéaire des fondations vibrantes, en prenant en considération la dégradation du module de cisaillement du sol, et l'augmentation de la déformation angulaire. Cette étude est faite à l'aide d'un calcul itératif avec le logiciel MATLAB.

En présence de la charge sismique, les fondations peuvent subir une réduction de la capacité portante qui entraîne une augmentation du tassement. Dans ce cas, l'évaluation de la capacité portante sismique doit être prise en considération en utilisant plusieurs approches (quasi-statique et pseudo-statique).

L'objectif de notre travail est de donner une idée générale sur la procédure de l'analyse du comportement dynamique des fondations vibrantes, et de mettre en lumière l'effet du séisme sur la capacité portante du sol, en suivant les axes principaux ci-dessous :

- Une initiation à la recherche sur l'interaction sol-structure.
- Présentation de la fonction d'impédance des fondations.
- Présentation des hypothèses et des modèles de calcul.
- Étude d'une fondation d'un turbo-groupe d'une centrale électrique (Hassi Barkine).
- Analyse dynamique non-linéaire de la fondation.
- Étude de la capacité portante statique et sismique de la fondation.

CHAPITRE I

***RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE***

I.1. INTRODUCTION :

Jusqu'à un passé relativement récent, n'excédant pas un demi de siècle, les structures soumises à des charges dynamiques étaient supposées encastrees à la base. Cette hypothèse, souvent dans les usages pour les structures courantes, se trouve peu à peu remise en question à la faveur d'une conjonction de faits. Ainsi, l'avènement de l'ère de l'informatique avec l'apparition des calculateurs puissants d'une part, et les normes d'exigences de plus en plus élevées en matière de conception de systèmes et ouvrages stratégiques d'autre part, ont donné au phénomène d'interaction sol-structure toute son importance.

Au début du développement de la théorie de l'interaction sol-structure, une attention particulière a été accordée aux problèmes à charges externes, c'est-à-dire la charge est appliquée directement à la structure, dont nous citons les structures supportant des machines vibrantes. Dans ce cas, l'interaction se présente comme le résultat des forces extérieures et d'inertie transmises au sol. Une telle interaction est appelée "Interaction inertielle". L'énergie transmise au sol se propage sous forme d'onde de contraintes et se dissipe sous l'effet de l'amortissement radiatif.

La conception d'ouvrages d'importance stratégique tels que les centrales nucléaires et les barrages... etc. a obligé les chercheurs à considérer les charges internes, c'est-à-dire prenant naissance au sein du sol tel que le séisme. Dans ce cas, il y a lieu de considérer une interaction supplémentaire qui apparaît à cause de la non flexibilité de la fondation par rapport au sol. La fondation se présente alors comme un objet opaque réfléchissant les ondes sismiques incidentes produisant ainsi une dispersion du champ d'ondes qui modifie localement le mouvement. Ce phénomène est appelé l'effet de passage d'ondes ou dispersion des ondes sismiques par une inclusion rigide ou encore "l'interaction cinématique". Cette interaction dépend de la géométrie de la fondation, de la configuration du sol et de l'angle d'incidence.

La réponse d'une structure soumise à une charge dynamique dépend étroitement du sol de fondation. Si par exemple la fondation est sur un sol rocheux il est évident que l'effet de l'interaction est négligeable alors qu'il est plus important si elle est sur un sol souple ou flexible.

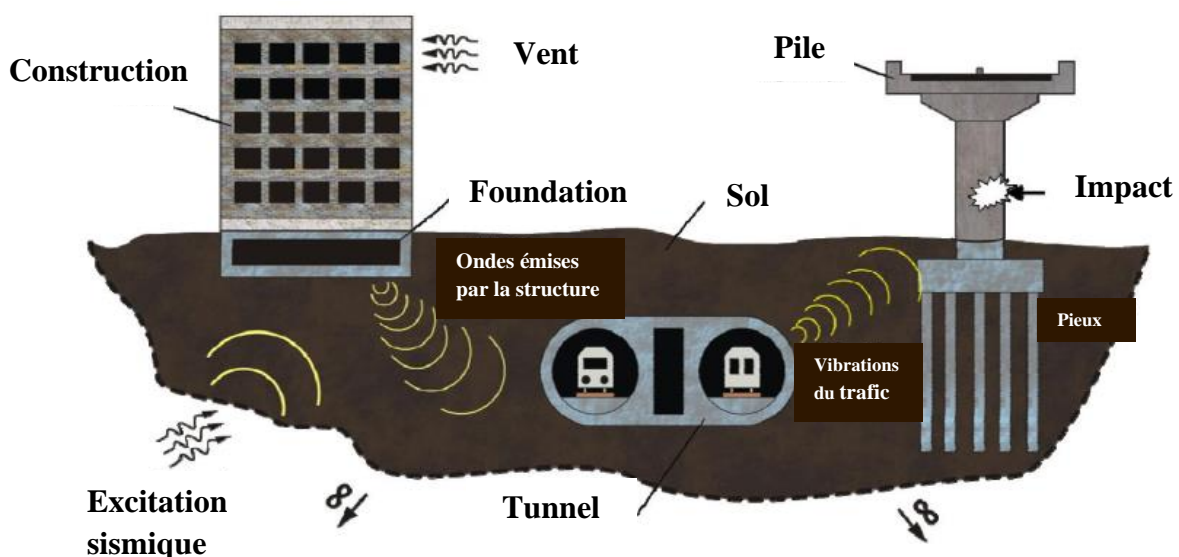


Figure I.1 : Représentation de l'effet d'interaction sol-structure (ISS).

I.2. HISTORIQUE :

La complexité de l'analyse du problème d'interaction sol-structure et en particulier le problème d'interaction sol-fondation est traduite par l'abondance de la littérature et du grand nombre de travaux de recherche qui continuent à être menés pour traiter les différents aspects présents dans ce phénomène.

L'étude des vibrations des massifs de fondation a constitué l'un des premiers sujets d'intérêt en dynamique des sols. Dans ce domaine, les premiers résultats ont été obtenus par Lamb (1904) qui a étudié la vibration d'un demi-espace élastique, causé par une force concentrée en fonction du temps, un problème dénommé aussi "problème dynamique de Bousinesq".

Reissner (1936) a été le premier à appliquer cette théorie à un problème pratique et a analysé la vibration verticale d'une fondation circulaire reposant sur un demi-espace élastique en faisant l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes sous la fondation.

En réalité, la répartition des contraintes sous une fondation vibrante n'est pas uniforme sauf si les modules élastiques du sol et de la fondation sont égaux. Sung (1951) et Quinlan (1953) ont donc proposé d'autres modèles de répartition des contraintes (figure I.2). En se basant sur ces modèles, Bycroft (1956) a étudié tous les modes de vibrations d'une fondation circulaire reposant soit sur un demi-espace élastique, soit sur une couche élastique sur un substratum rigide.

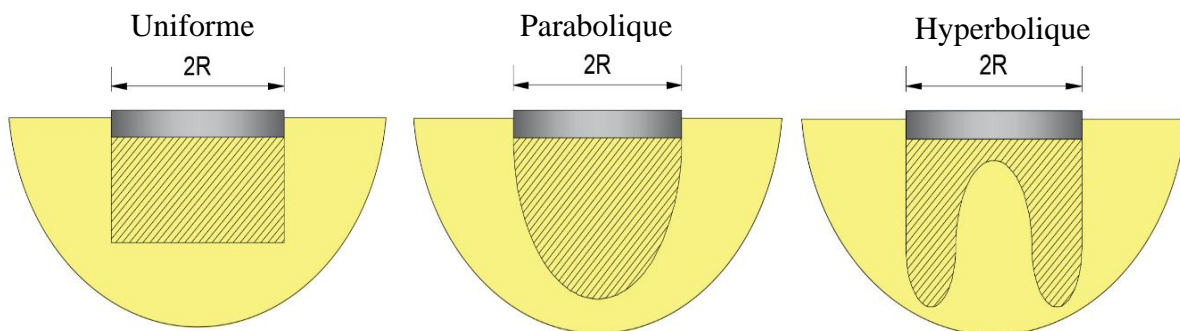


Figure I.2 : Trois schémas représentatifs de la répartition des contraintes sous une fondation.

En réorganisant les équations de base de Reissner et de Bycroft, Hsieh (1962), a pu mieux mettre en évidence le terme représentant l'amortissement géométrique. Il a ainsi déduit les paramètres de rigidité et d'amortissement correspondant à chaque mode de vibration et les a présentés en fonction du coefficient de Poisson et de la fréquence.

Toutes ces méthodes analytiques reposent sur des hypothèses non conformes à la réalité car le problème d'une fondation vibrante est un problème mixte. En effet, les déplacements sont imposés à l'interface sol-fondation et les contraintes sont nulles sur la surface libre, par conséquent la répartition des contraintes est une inconnue du problème et varie avec la fréquence.

I.3. ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

I.3.1. Définition de l'interaction sol-structure :

Le terme Interaction Sol-Structure est couramment utilisé par les ingénieurs géotechniciens, mais il n'a pas encore une définition exacte et universelle. Ce qui est possible de dire sur sa définition est qu'il traite de l'interprétation phénoménologique du comportement de la structure avec la présence du sol de fondation et l'étude des influences mutuelles entre ces deux composantes.

L'Interaction Sol-Structure (ISS) signifie la modification du mouvement du sol ou de la structure lors d'une excitation dynamique du fait de la présence de l'autre composante.

I.3.2. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure :

En général, les méthodes proposées pour l'analyse de l'interaction sol-structure peuvent être classées en trois catégories : l'approche directe (méthode globale), qui consiste à modéliser le sol et la structure dans un seul et unique modèle, et l'approche dite des sous-structures qui décompose le problème de l'ISS en sous problèmes plus simples qui seront ensuite combinées afin de former la solution globale, J.J. Johnson et al (2003), A. Pecker, (1984), A. Pecker (2008), J.P. Stewart (1998), et n'est applicable que dans le cas du domaine linéaire et pour des systèmes faiblement non linéaires, G. Mylonakis (1997), où l'on peut justifier le principe de superposition B. Jermic et al (2009), A. Pecker (2008). De plus, la méthode hybride qui est située entre la méthode directe et la méthode des sous-structures. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts.

Ces méthodes sont décrites et détaillées dans de nombreux ouvrages Pecker (1984), Wolf (1988) et aussi dans des différentes thèses. Nous présentons brièvement, par la suite, chacun de ces trois types de méthodes.

I.3.2.1. Méthode directe (globale) :

Cette méthode traite le problème de l'interaction sol-structure (ISS) dans sa globalité, de façon à obtenir la réponse du sol et de la structure simultanément, cela revient à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement de l'ensemble (sol-fondation-structure).

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F(t) \quad (I.1)$$

Où M, C, K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de la raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système et \dot{U} sa dérivée par rapport au temps, et F le vecteur de la charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de l'équation (I.1) se fait par deux méthodes générales :

- ❖ Solution dans le domaine temporel où le système d'équations différentielles est résolu par la méthode d'intégration pas à pas.
- ❖ Solution dans le domaine fréquentiel, ou on utilise les transformations de fourrier pour l'écriture des équations dans ce domaine.

Cette méthode présente l'avantage de pouvoir prendre en compte les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, aussi d'introduire les lois de comportement nécessaires pour la description des non linéarités dans le sol et à l'interface sol-structure.

Un autre point important est celui du choix des conditions aux limites appropriées pour simuler un espace semi-infini en utilisant un domaine fini. La méthode des éléments finis ne peut s'appliquer directement lorsque le domaine n'est pas borné car il faudrait une infinité d'éléments pour le couvrir. Il convient donc d'apporter quelques modifications. Les méthodes actuelles, à l'exception de la méthode des équations intégrales pour laquelle la condition de radiation est prise en compte automatiquement dans la formulation, utilisent des conditions particulières sur la frontière par le biais d'éléments spéciaux pour simuler l'infinité du domaine étudié. Nous avons groupé ces diverses méthodes en quatre catégories. Les trois premières consistent à tronquer le domaine à étudier, et à imposer diverses conditions sur la frontière afin de minimiser les réflexions d'ondes. La dernière méthode est basée sur la notion d'élément infini.

- a) Frontières élémentaires (non absorbantes).
- b) Frontières locales (partiellement absorbantes).
- c) Frontières consistantes (parfaitement absorbantes).
- d) Éléments infinis.

En conséquence, l'utilisation de cette méthode reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes 3D. De toute évidence, malgré qu'elle soit complexe, cette méthode demeure la plus réaliste et essentielle.

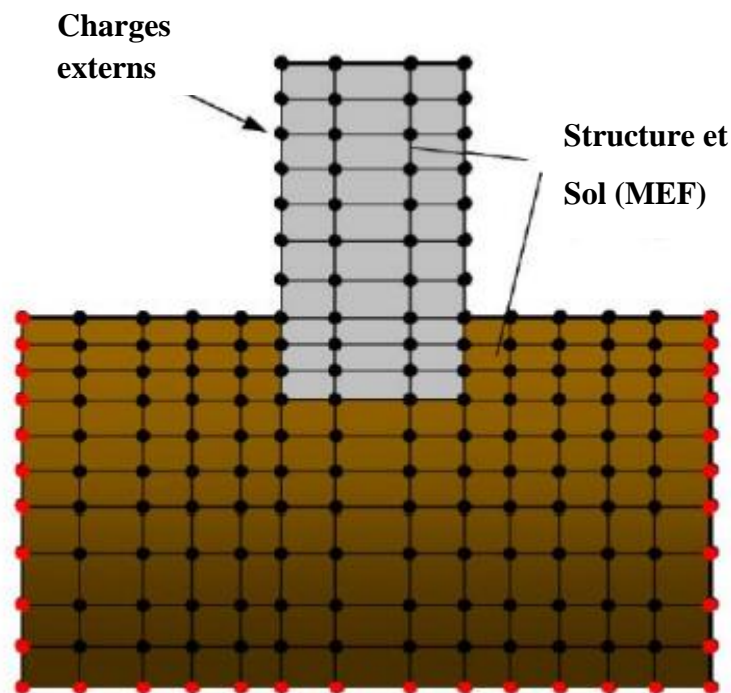


Figure I.3 : Analyse de l'ISS par la méthode directe.

I.3.2.2. Méthode indirecte (sous-structures) :

Cette méthode est totalement le contraire de la méthode directe, elle se base sur la décomposition du problème globale en plusieurs sous-problèmes plus simples à résoudre d'une manière successive. Ainsi, cette méthode reposera sur deux théorèmes fondamentaux qui sont :

- a) Le théorème de superposition.
- b) Le théorème des sous-structures.

I.3.2.2.1. Théorème de superposition :

On considère le système sol-structures présenté dans la figure (I.4). Cette représentation suppose une discrétisation du sol et de la structure en éléments finis linéiques reliés entre eux au niveau de jonctions appelées nœuds. La généralisation à un milieu continu peut être obtenue en supposant une infinité de nœuds et d'éléments. Les équations régissant le mouvement sont données par l'équation (I.1).

Dans l'hypothèse d'élasticité, la solution de l'équation (1.1) est équivalente à la solution des deux équations suivantes :

$$M_1 \ddot{U}_1 + C \dot{U}_1 + K U_1 = F(t) \tag{I.2}$$

$$M_1 \ddot{U}_2 + C \dot{U}_2 + K U_2 = -M_2 \ddot{U}_1 \tag{I.3}$$

Telle que :

$$M = M_1 + M_2 \quad \text{et} \quad U = U_1 + U_2$$

M_1 : Masse du sol uniquement.

M_2 : Masse de la structure uniquement.

La solution totale est la somme des deux solutions (interaction cinématique + interaction inertielle).

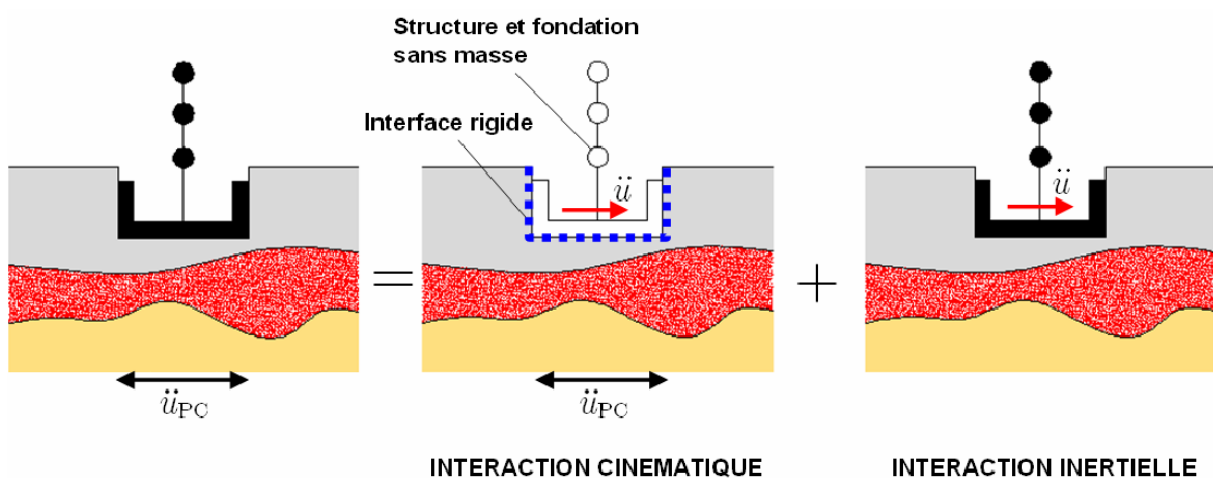


Figure I.4 : Théorème de la superposition.

I.3.2.2. Théorème des sous-structures :

La séparation en sous-structures est une technique selon laquelle l'analyse des structures composées est menée en plusieurs étapes, en séparant la structure en sous-unités plus simples et plus faciles à manipuler par rapport à l'analyse de l'ensemble du système en une seule étape. L'analyse de chaque unité est menée de façon à assurer une compatibilité et un équilibre à travers toutes les interfaces séparant les différentes sous-structures.

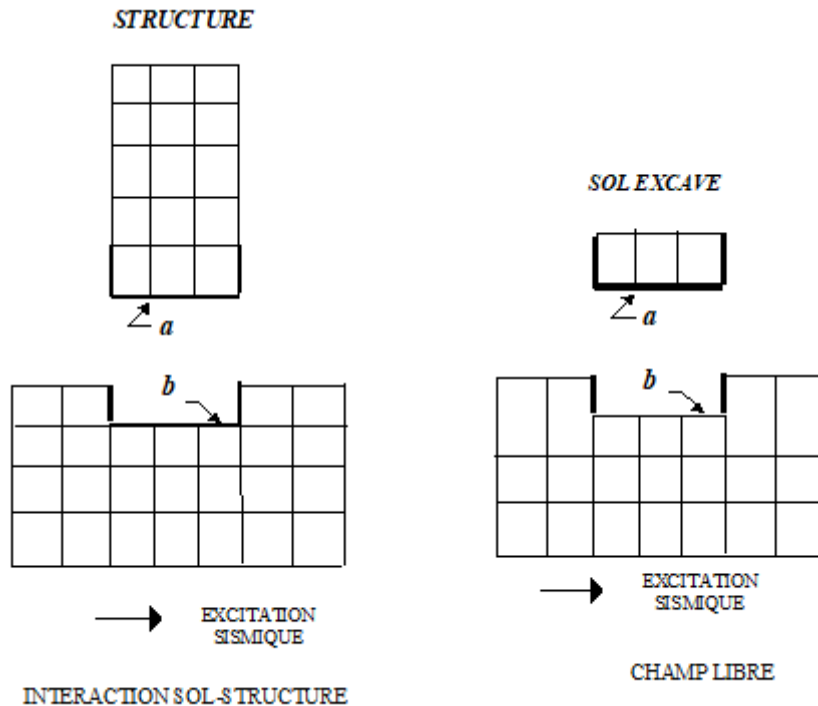


Figure I.5 : Théorème des sous-structures.

L'avantage de cette méthode c'est qu'elle utilise les fonctions d'impédances dynamiques pour représenter les caractéristiques du système sol-fondation. De ce fait, la méthode des sous-structures raccourcit beaucoup le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe.

I.3.2.3. Méthode hybride :

Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes des sous-structures. Dans le but d'éviter le problème d'impédance, Gupta et al (1980) ont développé une méthode hybride qui dans son principe consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain, le premier est un champ proche de la structure, où se développent les non – linéarités et irréversibilités, qui sont pertinentes pour le problème de l'ISS. Le deuxième est le champ lointain où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la fondation. Ainsi, le champ lointain peut être traité par les techniques adaptées pour les problèmes linéaires (Impédances dynamiques), alors que le champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe.

Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain.

I.4. EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Afin d'évaluer les effets de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé, nous présentons le modèle de Wolf (1985) (figure I.6).

Wolf a pris deux structures identiques avec une base rigide (constitué d'un radier et des murs de soutènement), la première est fondée sur la roche et la deuxième est enterrée dans le sol comme il est illustré dans la figure (I.6-a).

La première représente les structures à base encastree, tandis que la deuxième représente les structures à base flexible. Le point de contrôle est choisi à la surface libre de la roche (point A). D'un point de vue pratique, le mouvement tout au long de la roche est le même (mouvement au point A et B sont égaux). En général, pour une même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différente de celle de la structure fondée sur la roche (point B) car on a un sol au-dessus de la roche qui va modifier le mouvement. Mais pour simplifier l'analyse, on suppose que ces excitations sont les mêmes pour les deux structures.

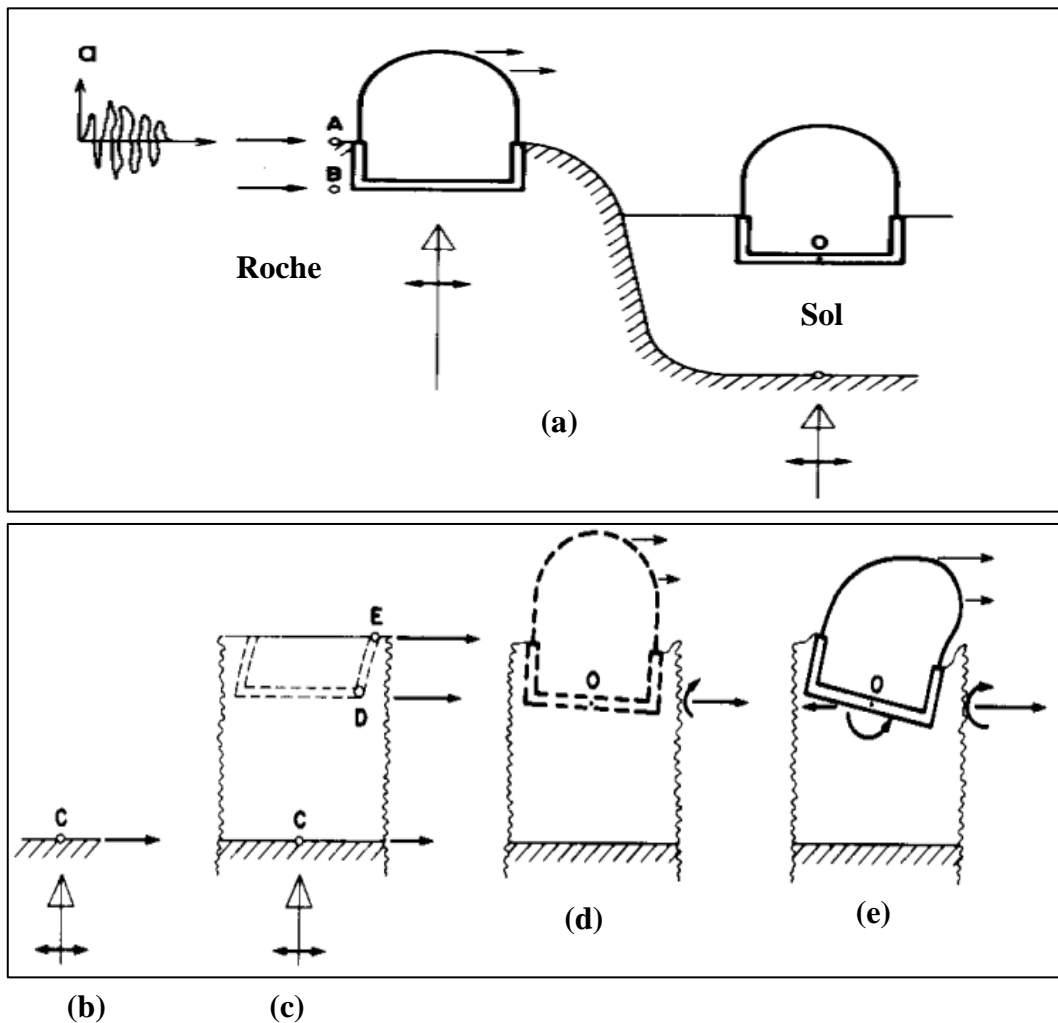


Figure I.6 : Réponse sismique des structures fondées sur la roche et sur le sol. (a) sites, (b) champ libre, (c) interaction cinématique, (d) interaction inertielle. (Wolf 1985).

I.4.1. Structure incorporée dans la roche (base encastrée) :

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif rocheux (base encastrée) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif rocheux, on n'a pas de déformations additionnelles à la base. Le déplacement horizontal résultant est égal au mouvement du point de contrôle (A).

Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse dynamique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

I.4.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible) :

I.4.2.1. Interaction cinématique :

En l'absence de la superstructure figure (I.6-c), l'interaction sol-fondation appelé, interaction cinématique, provient de la différence de rigidité entre le sol et la fondation, cette différence induit une modification de la réponse du sol dans le champ proche de la fondation, car les ondes sismiques incidentes seront réfléchies et diffractées par la fondation, et puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (translation et rotation) différentes de celle du point de contrôle (A).

I.4.2.2. Interaction inertielle :

Les forces d'inertie dans la structure, résultantes de l'interaction cinématique engendrent un moment fléchissant et un effort tranchant au point (O) figure (I.6-d), et puisque le sol est flexible, l'effort et le moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base, de nouveau le mouvement de cette dernière sera modifié.

De plus on doit avoir deux genres d'amortissements qui ont pour fonction, la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure, un amortissement matériel dû aux non-linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux propagations des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source de ces ondes.

I.4.2.3. Déformation de la fondation :

On peut avoir des déformations au niveau des éléments de la fondation qui sont produits par les forces et les déplacements appliqués par la superstructure et le sol. Elles peuvent être significatives surtout pour les fondations flexibles comme les radiers et les pieux.

I.3.2.4. Déplacement au sommet de la structure :

Puisqu'on a un balancement de la base de la structure enterrée dans le sol, alors il doit y avoir un déplacement au sommet plus élevé que celui obtenu pour la structure incorporée dans le massif rocheux (figure I.7).

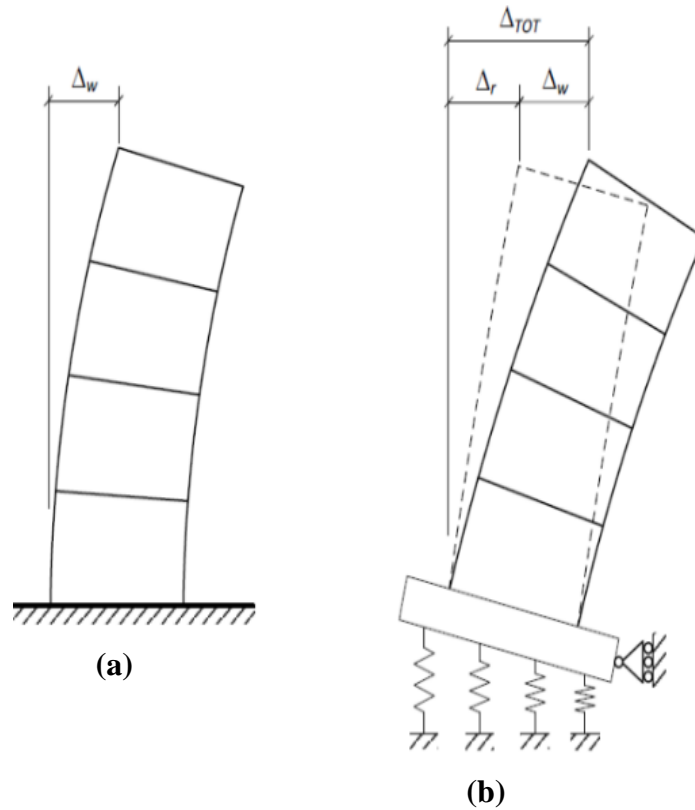


Figure I.7 : Déplacement au sommet, structure à base fixe (a) et une autre à base flexible (b).

I.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons vu que l'interaction sol-structure joue un rôle très important dans l'étude de la réponse dynamique des structures, et que l'interaction cinématique a pour effet de changer la réponse du champ libre, ainsi que l'interaction inertielle augmente la flexibilité des structures. Il est aussi constaté que la modélisation d'ISS avec la méthode directe et la méthode hybride est sophistiquée et présente plusieurs difficultés et inconvénients. Tandis que la modélisation de cette interaction avec la méthode des sous-structures qui utilise l'impédance dynamique est rapide et plus simple à appliquer.

CHAPITRE II

FONCTION D'IMPEDANCE DES FONDATIONS

II.1. INTRODUCTION :

Une des étapes les plus importantes dans l'évaluation de la réponse dynamique des structures est le calcul des fonctions d'impédance, ou la rigidité dynamique, d'une fondation rigide et non pesante.

Le système sol-fondation ne diffère alors du système réel que par la masse de la fondation qui est supposée nulle. Lorsque ces fonctions d'impédance sont connues, il est possible de calculer la réponse réelle de la fondation grâce à la méthode des sous-structures citée dans le premier chapitre qui permet de décomposer un problème donné en plusieurs sous problèmes. Chacune de ces sous-structures, le sol, la fondation et la structure, sera analysée séparément et les compatibilités des vecteurs contraintes et déplacements aux différentes interfaces permettent ensuite d'obtenir la solution générale du système.

Les fonctions d'impédances sont un moyen de remplacer le sol qui retient la fondation par un système de ressorts et d'amortisseurs, reliant cette fois la fondation pesante qui est représentée par une masse à une base fixe ou rigide. La liaison est faite pour les six degrés de liberté. Ces fonctions d'impédance dépendent essentiellement de la fréquence d'excitation et de la géométrie de la fondation et les caractéristiques mécaniques et physique du sol.

Pour l'évaluation de ces fonctions d'impédance, il existe plusieurs méthodes analytiques et numériques. Les méthodes analytiques sont limitées aux cas de fondations à géométrie simple et à des sols principalement homogènes. Par contre les méthodes numériques sont les plus utilisées dont on trouve la méthode des éléments finis (MEF), et la méthode des équations intégrales aux frontières (BEM).

Il existe aussi des méthodes pratiques telles que l'essai de plaque mais les résultats ne sont valables que pour le site testé.

II.2. PRESENTATION ET UTILISATION DES FONCTIONS D'IMPEDANCES :

La réponse dynamique des fondations dépend généralement des caractéristiques de la rigidité et de l'amortissement du système sol-fondation-machine. Cette partie présente le concept de base qui a été établi pour développer les différentes approches et formules qui sont souvent appliquées pour évaluer les rigidités et les déplacements statiques, et dynamiques associés au fonctionnement de la machine.

Le plus simple modèle mathématique utilisé dans l'analyse dynamique des systèmes machine-fondation est illustré dans la figure (II.1). Un système à un seul degré de liberté (1DDL) qui contient une masse rigide supporter par un seul ressort.

Ce modèle est valable si le centre de gravité de l'ensemble machine-fondation coïncide directement avec le centre de résistance du sol, et que la résultante des forces dynamiques verticales agissantes sur cette fondation passe par le centre de gravité du système. Dans ce cas le calcul de l'impédance du mode vertical est obligatoire.

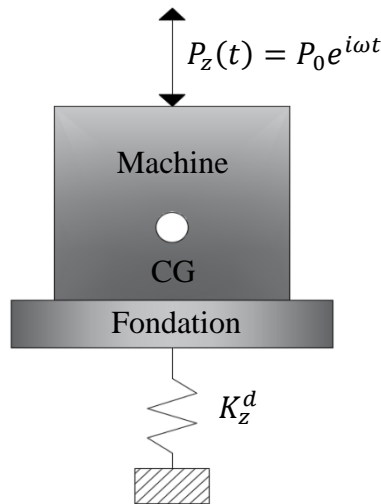


Figure II.1 : Système à un degré de liberté (1DDL).

Le prochain niveau de complexité est à deux degrés de liberté (2DDL), ce modèle est couramment utilisé lorsque les forces horizontales agissent sur la fondation. Ces dernières vont créer une translation dans le plan, et un moment de balancement, dans ce cas l'ingénieur doit calculer l'impédance pour les deux modes de translation et de balancement figure (II.2).

D'autre part, ces forces horizontales peuvent provoquer une rotation autour de l'axe vertical (torsion). Pour étudier ce comportement l'ingénieur doit déterminer l'impédance du mode de torsion figure (II.3).

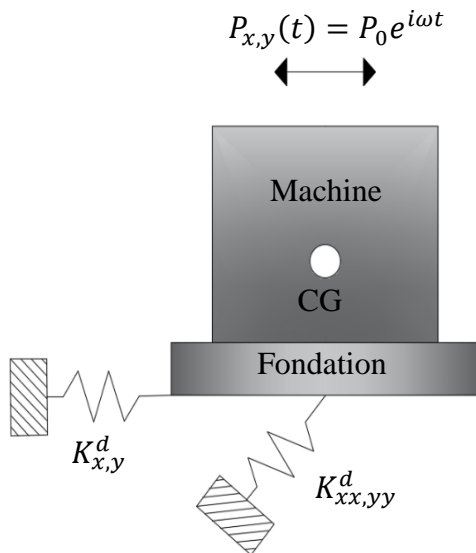


Figure II.2 : Système à deux degrés de liberté (2DDL).

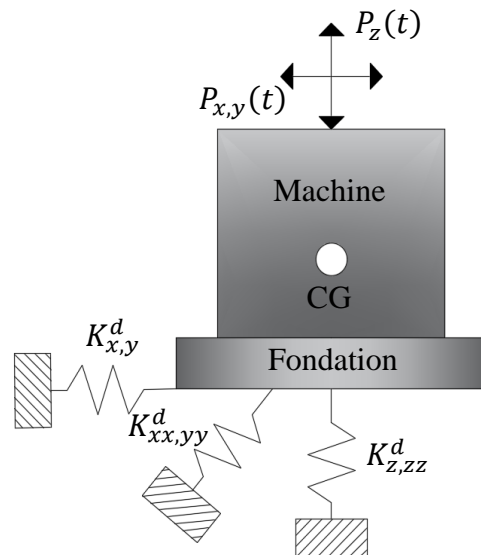


Figure II.3 : Système à six degrés de liberté (6DDL).

II.3. DEFINITION DES FONCTIONS D'IMPEDANCES :

La réponse dynamique d'une fondation infiniment rigide sous chargement statique P ou dynamique $P(\omega t)$ découle du déplacement du sol support, Z ou $Z(\omega t + \phi)$.

Le concept des fonctions d'impédance est illustré par une examination d'une fondation circulaire rigide d'une masse (M) et d'un rayon (R) reposant à la surface d'un milieu semi-infini, d'un module de cisaillement (G) et d'une masse volumique (ρ_{sol}) avec un coefficient de poisson (ν), et d'un amortissement matériel (ξ^m), soumise à une sollicitation harmonique $P(t)$, comme il est illustré dans la figure (II.4).

$$P(t) = P_0(\omega)e^{i\omega t} \tag{II.1}$$

En plus de la sollicitation appliquée, les forces s'exerçant sur la fondation sont les forces d'inertie et de réaction du sol, il en résulte, en régime stationnaire un déplacement de la fondation $Z(t)$.

$$Z(t) = Z_0(\omega)e^{i\omega t} \tag{II.2}$$

On appelle impédance d'une fondation le rapport entre la force appliquée et le déplacement de la fondation non pesante.

$$K^d(\omega) = \frac{P(t)}{Z(t)} = \frac{P_0(\omega)}{Z_0(\omega)} \tag{II.3}$$

Selon l'équation (II.3), on peut définir l'impédance d'une fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement et de torsion. Il existe également une impédance couplée (balancement-déplacement horizontal). Celle-ci se définit comme étant le rapport de la force (ou du moment) appliquée et la rotation (ou le déplacement horizontal) résultant.

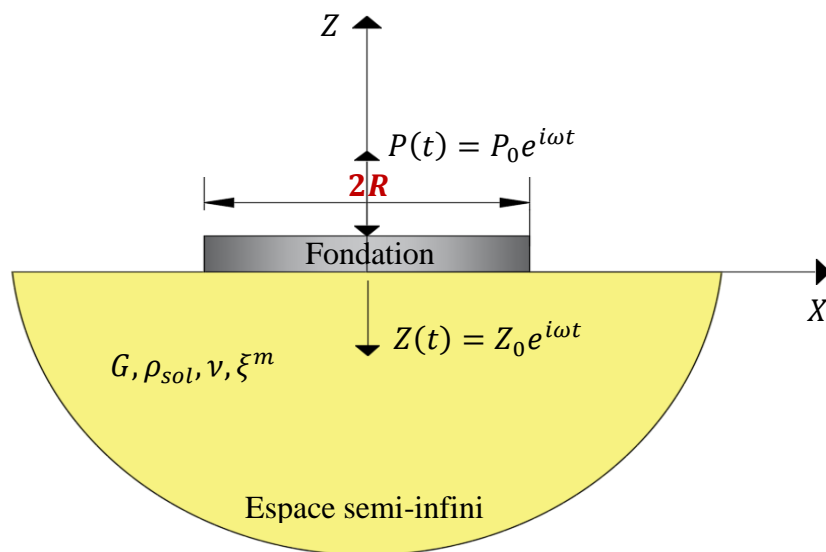


Figure II.4 : Réponse d'une fondation circulaire à une sollicitation harmonique.

II.4. CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES DYNAMIQUES :

Le calcul des fonctions d'impédance dynamiques est considéré comme une étape primordiale dans l'analyse dynamique du système machine-fondation, comme il est indiqué précédemment, il existe six modes de vibration pour une fondation infiniment rigide (3 pour la translation et 3 pour la rotation).

En particulier la rigidité statique K^s , est servie pour modéliser la réponse du système sol-fondation-machine sous la charge statique. De la même façon pour la rigidité dynamique $K^d(\omega)$ qui est utilisé pour déterminer la réponse du même système sous la charge harmonique (cas de chargement dynamique).

La procédure à suivre pour calculer l'impédance dynamique d'une fondation rigide superficielle est résumée dans les étapes suivantes :

- 1- Considérer la fondation comme étant un corps infiniment rigide, avec une masse nulle.
- 2- Appliquer une force ou un moment harmonique sur la fondation.
- 3- Calculer les réponses des vibrations sous l'effet de chargement harmonique appliquée.
- 4- Calculer l'impédance dynamique de translation et de rotation $K_{i,j}^d(\omega)$.

$$\left\{ \begin{aligned} K_i^d(\omega) &= \frac{P(\omega t)}{Z(\omega t + \phi)} = \frac{P_0}{Z_0} e^{-i\phi} \end{aligned} \right. \quad (\text{II. 4})$$

$$\left\{ \begin{aligned} K_j^d(\omega) &= \frac{M(\omega t)}{\theta(\omega t + \phi)} = \frac{P_0}{Z_0} e^{-i\phi} \end{aligned} \right. \quad (\text{II. 5})$$

- 5- Séparer la partie réelle et la partie imaginaire de la fonction d'impédance dynamique.

$$K_{i,j}^d(i\omega) = k(\omega) + i\omega c(\omega) \quad (\text{II. 6})$$

$$\left\{ \begin{aligned} k(\omega) &= \text{Re}(K^d(\omega)) = \frac{P_0}{Z_0} \cos \phi \end{aligned} \right. \quad (\text{II. 7})$$

$$\left\{ \begin{aligned} c(\omega) &= \frac{\text{Im}(K^d(\omega))}{\omega} = -\frac{P_0}{\omega Z_0} \sin \phi \end{aligned} \right. \quad (\text{II. 8})$$

- 6- Répéter les étapes de 2 à 5 pour chaque fréquence jusqu'à la gamme de vibration de la machine.

Plusieurs impédances des fondations d'importance pratique ont été publiées dans la littérature sous forme de solutions analytiques, tableaux ou graphes. Par conséquent, pour des

objectifs d'application, l'ingénieur peut estimer l'impédance dynamique des fondations par une ou l'ensemble des approches suivantes :

- 1- Des équations dépendantes de la fréquence : Veletsos et Nair (1974) et Veletsos et Verbic (1973) et Veletsos et Wei (1971), ont développé des équations qui représentent l'impédance d'un sol homogène.
- 2- Approximation constante : Si la gamme de la fréquence étudiée n'est pas grande, une technique souvent satisfaisante, c'est de remplacer la rigidité dynamique variable par une rigidité constante au voisinage de la fréquence la plus dominante (figure II.5).

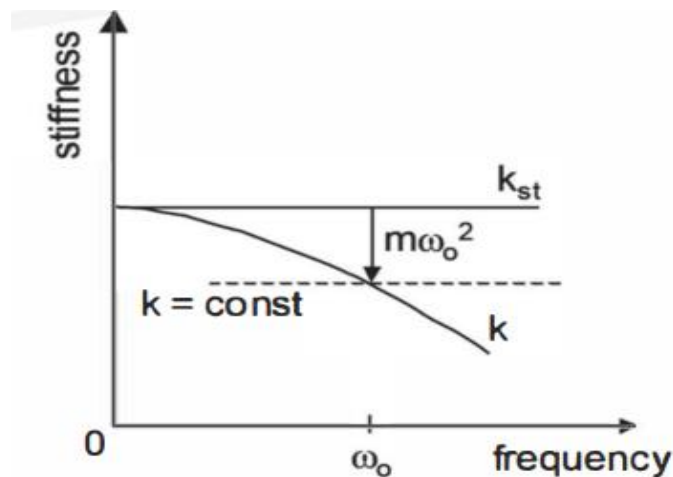


Figure II.5 : Variation de la rigidité statique et dynamique en fonction de la fréquence.

- 3- Analyse numérique assistée par ordinateur : Pour les formes géométriques complexes, et les fondations flexibles, ainsi que pour les sols hétérogènes.

II.4.1. Impédance dynamique d'un oscillateur simple à un degré de liberté :

Une modélisation simple et didactique d'un tel problème est un oscillateur simple à un seul degré de liberté (1DDL), de masse M , de rigidité K , et d'amortissement C est utilisé pour comprendre la forme générale prise dans les fonctions d'impédance.

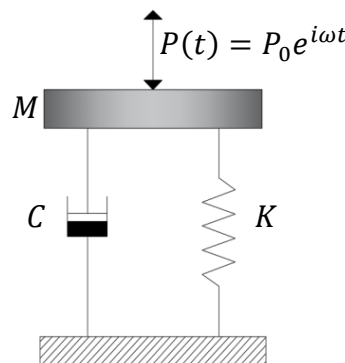


Figure II.6 : Représentation d'un oscillateur simple à 1DDL.

L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur qui est soumis à une sollicitation harmonique s'écrit :

$$M\ddot{Z}(t) + C\dot{Z}(t) + KZ(t) = P(t) \quad (\text{II. 9})$$

D'après l'expression (II.2), et par dérivation on aura :

$$\begin{cases} \dot{Z}(t) = i\omega Z_0(\omega)e^{i\omega t} = i\omega Z(t) & (\text{II. 10}) \\ \ddot{Z}(t) = -\omega^2 Z_0(\omega)e^{i\omega t} = -\omega^2 Z(t) & (\text{II. 11}) \end{cases}$$

En remplaçant les expressions (II.10) et (II.11) dans l'équation (II.9) précédente :

$$-M\omega^2 Z(t) + i\omega C Z(t) + KZ(t) = P(t) = P_0 e^{i\omega t}$$

$$Z(t)(-M\omega^2 + i\omega C + K) = P_0 e^{i\omega t}$$

$$Z(t) = \frac{P_0}{(-M\omega^2 + i\omega C + K)} e^{i\omega t} \quad (\text{II. 12})$$

Par identification avec l'expression (II.2) on trouve :

$$Z_0(\omega) = \frac{P_0}{(-M\omega^2 + i\omega C + K)} \quad (\text{II. 13})$$

D'après l'équation (II.3) :

$$K^d(\omega) = \frac{P(t)}{Z(t)} = (-M\omega^2 + i\omega C + K)$$

D'où l'impédance dynamique de l'oscillateur s'écrit sous forme d'un nombre complexe :

$$K^d(i\omega) = (-M\omega^2 + i\omega C + K) \quad (\text{II. 14})$$

Cette forme complexe est utilisée uniquement pour des raisons mathématiques étant donné qu'elle simplifie largement les calculs impliquant les fonctions harmoniques, il convient toutefois de souligner que la réponse (amplitude de vibration) de la fondation est toujours réel.

L'impédance statique peut être déterminée à partir de la dernière expression, en supposant que la fréquence d'excitation est nulle :

$$K^d(\omega = 0) = K = K^s \quad (\text{II. 15})$$

En faisant intervenir respectivement la pulsation propre ω_n et le pourcentage d'amortissement critique ξ dans l'expression (II.14) :

$$K^d(i\omega) = K^s \left(\frac{-M\omega^2}{K^s} + \frac{i\omega C}{K^s} + 1 \right)$$

$$K^d(i\omega) = K^s \left(\frac{-\omega^2}{\frac{K^s}{M}} + i\omega \frac{2\xi\sqrt{K^s M}}{K^s} + 1 \right)$$

Donc :

$$K^d(i\omega) = K^s \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2} + i\omega \frac{2\xi}{\omega_n} \right) \quad (\text{II.16})$$

Avec :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K^s}{M}} \quad \text{et} \quad \xi = \frac{C}{C_{cr}} = \frac{C}{2\sqrt{K^s M}}$$

Donc l'expression d'impédance dynamique s'écrit comme suit :

$$K^d(i\omega) = K^s(k(\omega) + i\omega c(\omega)) \quad (\text{II.17})$$

Avec :

$$k(\omega) = 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 \quad \text{et} \quad c(\omega) = \frac{2\xi}{\omega_n}$$

- La partie réelle de $K^d(i\omega)$ caractérisée par $k(\omega)$, varie paraboliquement en fonction de la fréquence d'excitation, pour le cas d'un amortissement visqueux, $c(\omega)$ est indépendante de ω .
- La partie imaginaire spécifiée par $c(\omega)$, représente la dissipation de l'énergie dans le système, diminue linéairement avec ω .

II.4.2. Forme générale de l'impédance d'une fondation :

L'oscillateur simple à un seul degré de liberté, montre que dans le cas général, le déplacement d'une fondation soumise à une sollicitation harmonique, peut être décomposé suivant deux composantes, l'une est en phase avec la sollicitation et l'autre déphasée de 90° .

Pour exprimer la variation de l'impédance en fonction de la pulsation d'excitation, on introduit la fréquence adimensionnelle a_0 définie par :

$$a_0 = \frac{\omega R_0}{V_s} \quad (\text{II.18})$$

ω : Pulsation d'excitation.

R_0 : Rayon équivalent.

V_s : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

D'après l'expression (II.14) :

$$K^d(i\omega) = K^s \left(k(\omega) - \omega^2 \frac{M}{K^s} + i\omega \frac{C}{K^s} \right)$$

En introduisant la fréquence adimensionnelle a_0 dans l'équation ci-dessus :

$$K^d(i\omega) = K^s \left(k(a_0) - \frac{\omega^2 R_0^2}{V_s^2} \left(\frac{V_s^2}{R_0^2} \frac{M}{K^s} \right) + i\omega \frac{R_0}{V_s} \left(\frac{V_s}{R_0} \frac{C}{K^s} \right) \right)$$

$$K^d(i a_0) = K^s \left(k(a_0) - a_0^2 \left(\frac{V_s^2}{R_0^2} \frac{M}{K^s} \right) + i a_0 \left(\frac{V_s}{R_0} \frac{C}{K^s} \right) \right)$$

Donc l'expression de l'impédance dynamique en fonction de la fréquence adimensionnelle s'écrit comme suit :

$$K^d(i a_0) = K^s (k(a_0) - a_0^2 B + i a_0 c(a_0)) \quad (\text{II. 19})$$

Avec :

B : Rapport massique adimensionnel.

$c(a_0)$: Coefficient d'amortissement adimensionnel.

$k(a_0)$: Rigidité adimensionnelle.

D'après la loi de Hook :

$$\mathbf{F} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{U} \quad (\text{II. 20})$$

Donc :

$$P(i\omega) = K^d(i a_0) Z(i\omega)$$

$$Z(i\omega) = \frac{P(i\omega)}{K^d(i a_0)} = \frac{P_0 e^{i\omega t}}{K^s (k(a_0) - a_0^2 B + i a_0 c(a_0))}$$

$$Z(i a_0) = \frac{P_0}{K^s} \frac{1}{(k(a_0) - a_0^2 B + i a_0 c(a_0))}$$

$$Z(i a_0) = Z_{st} \frac{1}{k(a_0) \left(1 - a_0^2 \left(\frac{B}{k(a_0)} \right) + i a_0 \left(\frac{c(a_0)}{k(a_0)} \right) \right)}$$

On a l'expression de la fréquence naturelle adimensionnelle du sol :

$$a_n = \frac{\omega_n R_0}{V_s} \quad (\text{II. 21})$$

Donc :

$$a_n = \sqrt{\frac{K(a_0)}{M} \frac{R_0}{V_s}} = \sqrt{\frac{K^s k(a_0)}{M} \frac{R_0}{V_s}} = \sqrt{\frac{K^s k(a_0) R_0^2}{M V_s^2}}$$

$$a_n = \sqrt{\frac{k(a_0)}{B}}$$

$$a_n^2 = \frac{k(a_0)}{B} \quad (\text{II. 22})$$

Avec :

$$K(a_0) = K^s \cdot k(a_0)$$

$K(a_0)$: Rigidité dimensionnelle.

On a l'expression de l'amortissement adimensionnel du sol :

$$\xi(a_0) = \frac{C(a_0)}{2 \sqrt{K(a_0) \cdot M}} \quad (\text{II. 23})$$

$$\xi(a_0) = \frac{\frac{c(a_0) R_0 K^s}{V_s}}{2 \sqrt{K^s k(a_0) M}} \quad \text{avec} \quad C(a_0) = \frac{c(a_0) R_0 K^s}{V_s}$$

$$\xi(a_0) = \frac{c(a_0)}{2 \sqrt{\left(\frac{M}{K^s} \frac{V_s^2}{R_0^2}\right) k(a_0)}} = \frac{c(a_0)}{2 \sqrt{B k(a_0)}}$$

$$\xi(a_0) = \frac{c(a_0)}{2 \frac{k(a_0)}{a_n}} \quad \text{donc} \quad \frac{c(a_0)}{k(a_0)} = \frac{2 \xi(a_0)}{a_n}$$

$$\xi(a_0) = \frac{c(a_0)}{2k(a_0)} a_n \quad (\text{II. 24})$$

Le déplacement dynamique d'une manière générale, c'est-à-dire en fonction des paramètres adimensionnels est donné par l'expression suivante :

$$Z(ia_0) = Z_{st} \frac{1}{k(a_0)} \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{a_0}{a_n}\right)^2 + i 2\xi(a_0) \left(\frac{a_0}{a_n}\right)\right)} \quad (\text{II. 25})$$

Et peut-être exprimer comme suit :

$$Z(i a_0) = Z_{st} \frac{1}{k(a_0)} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} = \frac{Z_{st}}{k(a_0)} R_d \quad (\text{II. 26})$$

Avec :

$$\beta = \frac{a_0}{a_n} = \frac{\omega}{\omega_n}$$

R_d : Fonction d'amplification.

Comme ça on a passé d'un système à un seul degré de liberté avec des dimensions connus au même système généralisé adimensionnel, comme montre la figure (II.7) et (II.8) :

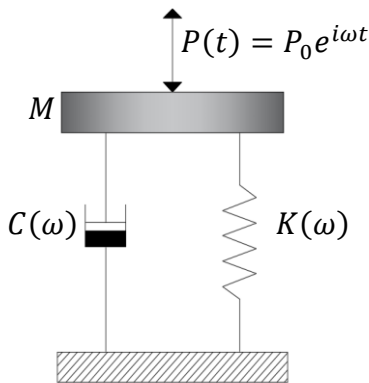


Figure II.7 : Système à 1 degré de liberté dimensionnel.

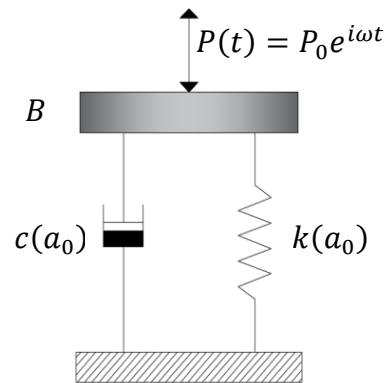


Figure II.8 : Système à 1 degré de liberté adimensionnel.

II.4.3. La forme matricielle de l'impédance d'une fondation :

Après une brève description des fonctions d'impédance, nous présentons ici la forme matricielle pour une fondation asymétrique superficielle ou enterrée, reposante sur un demi-espace viscoélastique et soumise à une sollicitation harmonique.

$$\begin{bmatrix} P_V \\ P_H \\ M_\phi \\ M_\psi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{vv} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{hh} & K_{h\phi} & 0 \\ 0 & K_{\phi h} & K_{\phi\phi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\psi\psi} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_V \\ U_H \\ \phi \\ \psi \end{bmatrix}$$

Avec :

U_H : Déplacement horizontal.

U_V : Déplacement vertical.

ϕ, ψ : Représentent respectivement le balancement autour de l'axe horizontale et la rotation autour de l'axe vertical.

P_H : Force horizontale.

P_V : Force verticale.

M_ϕ, M_ψ : Représentent le moment de balancement et le moment de torsion.

$K_{vv}, K_{hh}, K_{h\phi}, K_{\phi\phi}, K_{\psi\psi}$: Représentent les rigidités du système. Ils sont complexes et dépendent de la fréquence.

La partie réelle de ces composantes représente la rigidité et l'inertie du sol, tandis que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif, et éventuellement l'amortissement matériel du sol.

Les termes non diagonaux de la matrice apparaissent lorsque l'effet de couplage aura lieu, c'est-à-dire la fondation subira une translation dans le plan et un balancement en même temps, cet effet est souvent négligeable pour les fondations superficielles, et peut-être plus important lorsqu'il s'agit des fondations enterrées.

II.5. CONCLUSION :

Nous avons présenté dans ce chapitre un abrégé sur l'origine de la fonction d'impédance des fondations, puis nous avons donné une démonstration sur le passage d'un système restreint (dimensionnel) à un autre plus large et généralisé (adimensionnel).

Cependant, nous constatons que la réponse dynamique du système sol-fondation-machine reste plus complexe, puisqu'elle dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, la fréquence d'excitation, et la géométrie de la fondation.

CHAPITRE III

DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION :

Les centrales électriques sont des usines où s'effectue la transformation d'une source d'énergie primaire en énergie électrique au moyen d'un alternateur (génératrice destinée à produire des puissances).

Quel que soit son type, toute centrale électrique comporte essentiellement une source d'énergie, un appareil moteur (turbine), un alternateur et un poste de transformation (transformateur). Celui-ci élève la tension produite par l'alternateur à une valeur convenable pour alimenter les départs vers certaines régions (ligne de transport d'énergie) du réseau général d'interconnexions national ou international.

La production d'électricité à des niveaux de puissance importants, plusieurs centaines de mégawatts, est faite à partir de la transformation de l'énergie chimique contenue dans un combustible (charbon, fuel ou gaz) ou de l'énergie nucléaire, en chaleur, puis en énergie mécanique, puis en électricité. La conversion mécanique-électrique est du ressort des alternateurs, la conversion thermique-mécanique est l'œuvre des installations motrices à vapeur (IMV) ou des turbines à gaz (TAG), dites encore turbines à combustion (TAC). La transformation de l'énergie chimique en énergie thermique a lieu dans le générateur de vapeur (GV) des (IMV) ou dans le foyer de l'installation pour les (TAC).

La compréhension basique du mode de fonctionnement de ces systèmes nécessite de faire un retour sur les notions de thermodynamique appliquée qui mettent en jeu les bilans énergétiques, les bilans entropiques et les cycles d'évolution du fluide utilisé comme fluide thermodynamique ou de travail.

III.2. PRESENTATION DE PROJET :

Le site d'implantation de la centrale électrique de Hassi Barkine est situé aux environs de 280 km au Sud Est de Hassi Messaoud. Le bas-Sahara est un vaste bassin de remblais qui s'est affaissé lentement avec de très douces ondulations, dont près de la moitié est couverte par les sables du Grand Erg oriental, mer de sable dont les dunes ont une morphologie diverse. La faible altitude et le haut sommet des montagnes de l'Atlas, au Nord, font que ce vaste plein est particulièrement sec et chaud.

- ✓ Les températures extrêmes de l'air sont de 50°C et -5°C.
- ✓ L'humidité moyenne de l'air est de l'ordre de 4,2 %.
- ✓ La pluviosité annuelle est de 30 à 40 mm par an.
- ✓ La pression atmosphérique moyenne de la zone à une altitude de 200 m est de 920 mbar.

Une des caractéristiques du climat Saharien est l'existence de grands vents. La direction de ceux qui dominent est Nord-Est, et la vitesse à considérer est de 180 km/h à 10 m au-dessus du sol.

Le site fait partie d'une zone de sismicité négligeable (zone 0) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003).

La centrale électrique comporte :

- ✓ Trois groupes turbo-alternateurs (3×110 MW) reposant sur des massifs installés à l'intérieur d'une salle de machine.
- ✓ Deux bacs à fuel de capacité de 5000 m³ pour chacun (de secours).
- ✓ Un bac anti-incendie de 500 m³ d'eau.
- ✓ Une salle de commande.
- ✓ Trois ateliers de pièces de rechange.
- ✓ Un bloc administratif.
- ✓ Une salle de pomperie.
- ✓ Un poste blindé de 220 KV.

La centrale électrique reçoit du gaz à une pression de 60 bars maximum et de 30 bars minimum d'un champ de gaz qui se trouve à 25 Km.

III.3. DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL :

III.3.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

Suite à l'étude géotechnique de l'E.NA.GEO et le rapport d'essai DOWN HOLE du laboratoire des travaux du sud-unité de Ouargla, les caractéristiques géotechniques relatives au sol de fondation sont :

➤ paramètres statiques :

Capacité portante du sol dans le domaine statique : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$
Module de réaction statique (sol chez Winkler) : 6000 KN/m

➤ paramètres dynamiques :

Module de cisaillement : $G = 380 \text{ Mpa}$
Coefficient de poisson : $\nu = 0,33$
La masse volumique du sol : $\rho_{sol} = 1600 \text{ Kg/m}^3$
La vitesse de propagation des ondes de cisaillement : $V_s = 487 \text{ m/s}$

III.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ Béton :

Le poids volumique : $\gamma_{bét} = 23 \text{ KN/m}^3$
La résistance caractéristique cylindrique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ Acier :

type : $FeE500$
Limite d'élasticité : $E = 500 \text{ Mpa}$

III.3.3. Caractéristiques mécaniques de la machine :

Le turbo alternateur a trois fréquences de rotation :

- ✓ Fréquence de démarrage $f_e = 2850 \text{ rpm}$.
- ✓ Fréquence de rotation normale $f_e = 3000 \text{ rpm}$.
- ✓ Fréquence de rotation accidentelle $f_e = 3090 \text{ rpm}$.

III.3.4. Caractéristiques géométriques et massiques du système machine-fondation :

Les caractéristiques géométriques de la fondation et la position des composants principaux de la machine sont récapitulées dans les tableaux suivants, en se référant à un système d'axes cartésiens ayant comme origine le centre de la zone d'empreinte de la fondation (figure III.1).

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques et massiques du système machine-fondation.

Elément du système	Dimensions (m)			Coordonnées de centre de gravité			La masse
	L_X	L_Y	L_Z	X_g	Y_g	Z_g	$m \text{ (Kg)}$
Bloc1	8,75	4,60	2,60	-13,05	0	1,30	240695
Bloc2	13,78	6,20	2,60	-1,79	0	1,30	510907
Bloc3	9,20	1,40	0,51	-4,08	2,40	2,86	15108
Bloc4	9,20	1,40	0,51	-4,08	-2,40	2,86	15108
Bloc5	12,33	4,60	2,77	11,27	0	1,39	361350
Bloc6	1,03	2,60	0,89	5,61	0	3,22	5461
Bloc7	7,59	1,03	0,89	8,89	1,81	3,22	15917
Bloc8	7,59	1,03	0,89	8,89	-1,81	3,22	15917
Bloc9	4,74	1,63	0,89	15,05	1,51	3,22	15767
Bloc10	4,74	1,63	0,89	15,05	-1,51	3,22	15767
Bloc11	1,70	1,40	0,89	16,58	0	3,22	4883
Turbine à gaz (aux)	0	0	0	-13,22	0	4,22	69346
Turbine à gaz	0	0	0	-1,44	0	5,35	217635
Turbine à gaz (échap)	0	0	0	2,41	0	5,56	20051
Générateur	0	0	0	9,65	0	5,56	195000
Σ	/						1718912

Cette machine sera fixée à travers des points d’ancrage qui ont des coordonnées par rapport à l’axe principale du système machine-fondation (figure III.1).

Tableau III.2 : Coordonnées des points d’ancrage de la machine.

Appui	X (m)	Y (m)	Z (m)	Appui	X (m)	Y (m)	Z (m)
A	-16,50	1,51	2,60	A'	5,68	1,57	3,66
A1	-16,50	-1,51	2,60	L'	5,68	-1,57	3,66
B	-14,54	1,51	2,60	B'	6,13	1,57	3,66
B1	-14,54	-1,51	2,60	M'	6,13	-1,57	3,66
C	-11,50	1,51	2,60	C'	7,39	1,57	3,66
C1	-11,50	-1,51	2,60	N'	7,39	-1,57	3,66
D	-9,35	1,51	2,60	D'	8,39	1,57	3,66
D1	-9,35	-1,51	2,60	P'	8,39	-1,57	3,66
L	-17,06	0	2,60	E'	9,41	1,57	3,66
M	-8,98	0	2,60	R'	9,41	-1,57	3,66
E	-8,31	2,19	3,12	F'	10,43	1,57	3,66
E1	-8,31	-2,19	3,12	S'	10,43	-1,57	3,66
F	-5,88	2,19	3,12	G'	11,43	1,57	3,66
F1	-5,88	-2,19	3,12	T'	11,43	-1,57	3,66
G	-0,034	2,19	3,12	H'	12,70	1,57	3,66
G1	-0,034	-2,19	3,12	U'	12,70	-1,57	3,66
N	-5,68	0	2,60	J'	13,14	1,57	3,66
P	-0,24	0	2,60	V'	13,14	-1,57	3,66
H	0,88	2,19	2,60	K'	14,60	1,57	3,66
H1	0,88	-2,19	2,60	Z'	14,60	-1,57	3,66
J	3,58	2,19	2,60	K''	16,10	1,57	3,66
J1	3,58	-2,19	2,60	Z''	16,10	-1,57	3,66
K	4,76	2,19	2,60	X	5,36	0	3,66
K1	4,76	-2,19	2,60	X1	16,42	0	3,66
R	0,73	0	2,60	W'	9,89	1,77	3,66
S	3,93	0	2,60	Y'	9,89	-1,77	3,66

La figure (III.1) ci-dessous montre les dimensions de la fondation, ainsi que les positions des points d'ancrage :

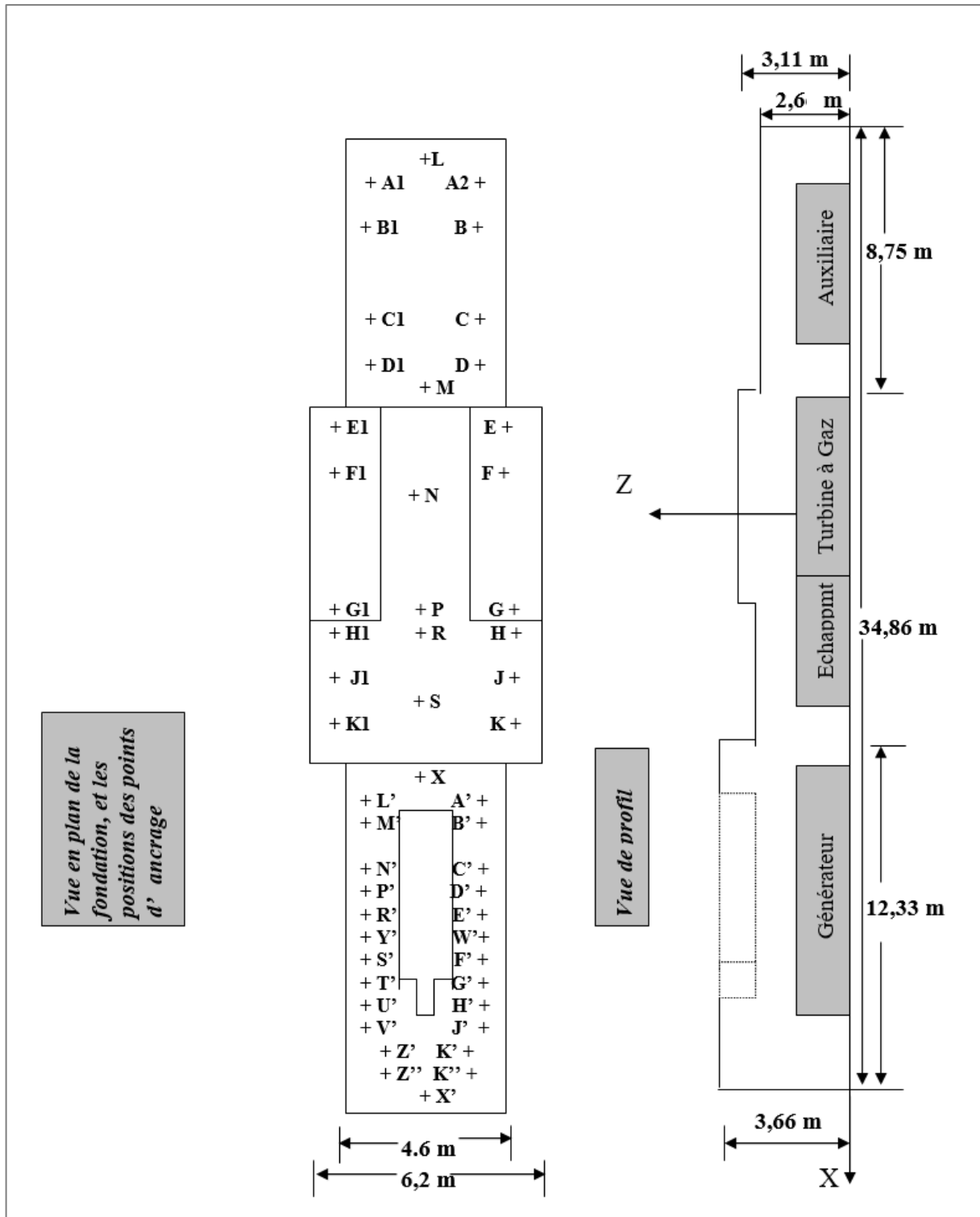


Figure III.1 : Vue en plan et de profil du massif fondation de Hassi Barkine.

Après l'utilisation d'un programme Excel, on a obtenu la forme géométrique en 3D de la fondation (figure III.2).

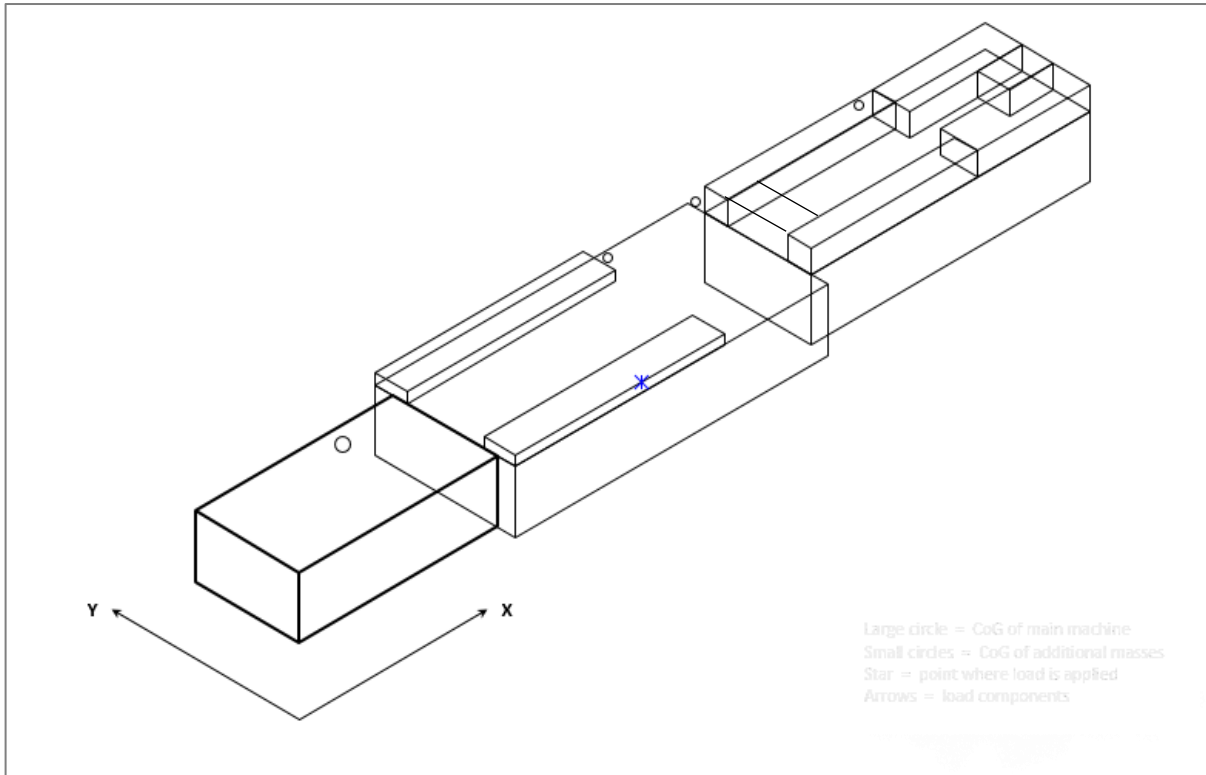


Figure III.2 : Représentation tridimensionnelle du massif fondation de Hassi Barkine.

III.3.5. Position du centre de gravité du système machine-fondation :

Le centre de gravité de l'ensemble des blocs de la fondation et des différentes parties de la machine est donné par les formules ci-après :

$$X_g = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (\text{III. 1})$$

$$Y_g = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (\text{III. 2})$$

$$Z_g = \frac{\sum_{i=1}^n m_i z_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

m_i : Masse de chaque élément de la machine ou de bloc i.

x_i, y_i, z_i : Coordonnées de centre de gravité de chaque élément de la machine ou de bloc i.

Tableau III.3 : Coordonnées du centre de gravité du système machine-fondation.

Position	X_g	Y_g	Z_g
Valeur (m)	0,85	0	2,59

III.3.6. Position du centre de gravité de la surface de contact :

Le centre de gravité de la surface de contact de la fondation avec le sol support est donné par les formules suivantes :

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n A_i x_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \tag{III. 4}$$

$$Y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n A_i y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \tag{III. 5}$$

$$Z_0 = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \tag{III. 6}$$

Avec :

A_i : Surface de contact entre la base de la fondation et le sol de chaque bloc i.

Tableau III.4 : Coordonnées du centre de gravité de la surface de contact.

Position	X_0	Y_0	Z_0
Valeur (m)	- 0,215	0	0

III.3.7. Caractéristiques inertielles de la fondation :

III.3.7.1. Moments d’inertie massique du système machine-fondation :

Les moments d’inertie massiques du système machine-fondation sont calculés par les formules suivantes, relatives à un parallélépipède dont le système d’axe ne passant pas par le centre de gravité (figure III.3) :

$$J_{xx} = M_T \left[\left(\frac{L_y^2 + L_z^2}{12} \right) + (d_y^2 + d_z^2) \right] \tag{III. 7}$$

$$J_{yy} = M_T \left[\left(\frac{L_x^2 + L_z^2}{12} \right) + (d_x^2 + d_z^2) \right] \tag{III. 8}$$

$$J_{zz} = M_T \left[\left(\frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \right) + (d_x^2 + d_y^2) \right] \tag{III. 9}$$

M_T : Masse totale du système machine-fondation.

L_x, L_y, L_z : Dimensions de la fondation suivants les axes (X, Y, Z) respectivement.

d_x, d_y, d_z : Distances entre les axes passants par le centre de gravité et les axes principaux.

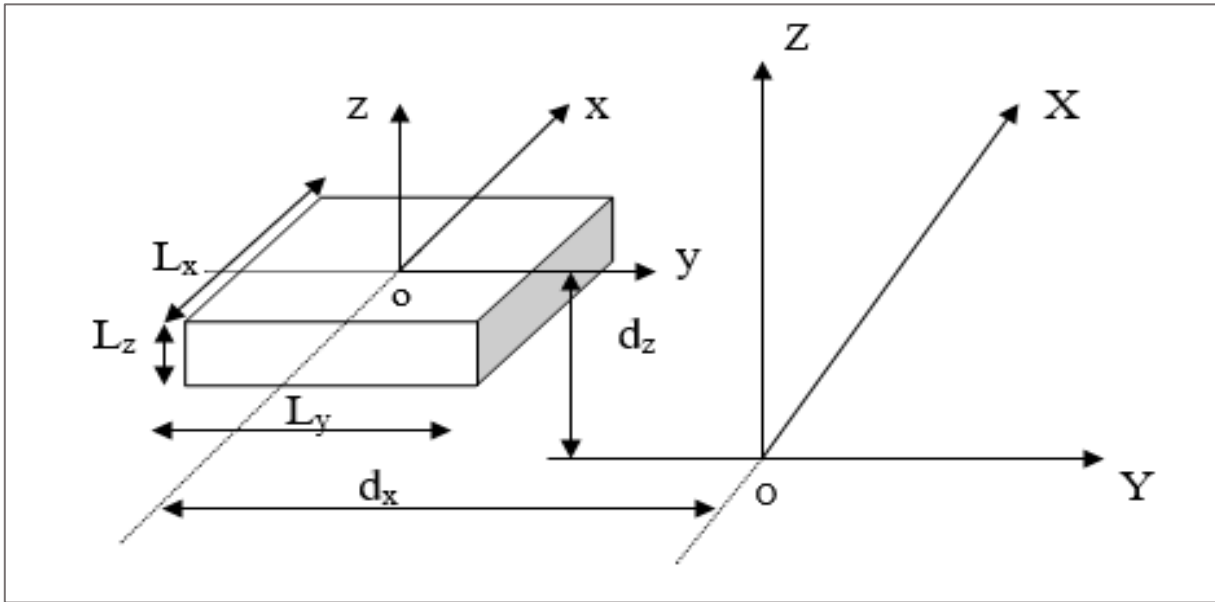


Figure III.3 : Parallélépipède dont le système d'axe ne passe pas par son centre de gravité.

III.3.7.2. Les moments d'inertie flexionnels de la fondation :

Les moments d'inertie de flexion de la surface de contact sont calculés au moyen des formules suivantes, relatives à un rectangle dont le système d'axe ne passe pas par son centre de gravité (figure III.4).

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} + L_x L_y d_y^2 \quad (\text{III. 10})$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} + L_x L_y d_x^2 \quad (\text{III. 11})$$

$$I_{zz} = I_{xx} + I_{yy} \quad (\text{III. 12})$$

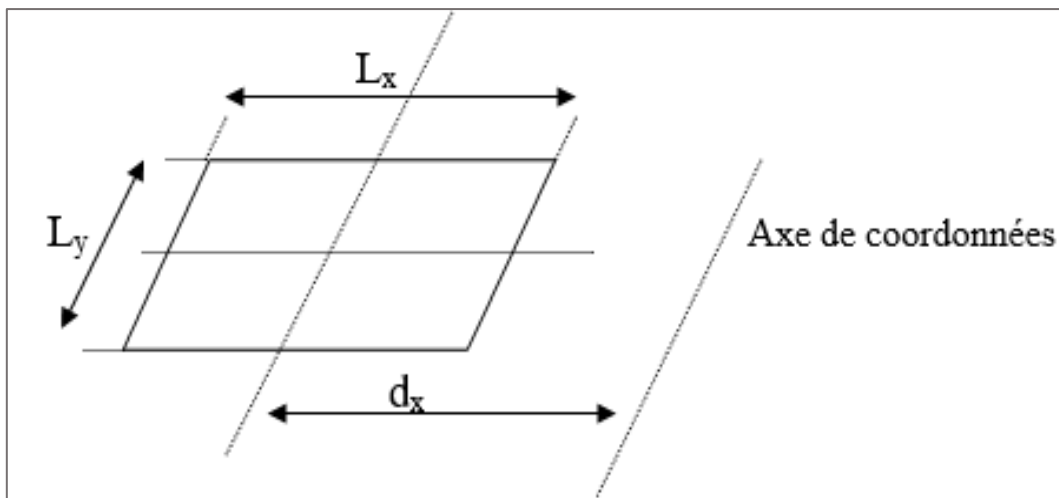


Figure III.4 : Rectangle dont le système d'axe ne passe pas par son centre de gravité.

Les valeurs des moments inertiels massiques et flexionnels sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Valeurs des moments d'inertie massiques et flexionnels.

Eléments du système	J_{xx}	J_{yy}	J_{zz}	I_{xx}	I_{yy}	I_{zz}
	Kg.m ²	Kg.m ²	Kg.m ²	m ⁴	m ⁴	m ⁴
Bloc1	9,61.10 ⁵	4,86.10 ⁷	4,85.10 ⁷	71	6888	6959
Bloc2	2,78.10 ⁶	1,28.10 ⁷	1,33.10 ⁷	274	1564	1838
Bloc3	9,09.10 ⁴	4,75.10 ⁵	5,63.10 ⁵	/	/	/
Bloc4	9,09.10 ⁴	4,75.10 ⁵	5,63.10 ⁵	/	/	/
Bloc5	1,39.10 ⁶	4,45.10 ⁷	4,44.10 ⁷	100	8193	8293
Bloc6	5,56.10 ³	1,27.10 ⁵	1,27.10 ⁵	/	/	/
Bloc7	6,09.10 ⁴	1,11.10 ⁶	1,16.10 ⁶	/	/	/
Bloc8	6,09.10 ⁴	1,11.10 ⁶	1,16.10 ⁶	/	/	/
Bloc9	4,67.10 ⁴	3,22.10 ⁶	3,25.10 ⁶	/	/	/
Bloc10	4,67.10 ⁴	3,22.10 ⁶	3,25.10 ⁶	/	/	/
Bloc11	3,02.10 ³	1,21.10 ⁶	1,21.10 ⁶	/	/	/
Turbine à gaz(aux)	1,85.10 ⁵	1,39.10 ⁷	1,37.10 ⁷	/	/	/
Turbine à gaz	1,66.10 ⁶	2,80.10 ⁶	1,14.10 ⁶	/	/	/
Turbine à gaz(èchap)	1,76.10 ⁵	2,25.10 ⁵	4,88.10 ⁴	/	/	/
Générateur	1,72.10 ⁶	1,68.10 ⁷	1,51.10 ⁷	/	/	/
Σ	9,27.10⁶	1,51.10⁸	1,47.10⁸	445	16645	17089

III.3.8. Chargements appliqués sur la fondation :

Tous les blocs de la fondation sont soumis à des forces extérieures, transmises de la machine vers la fondation par les points d'ancrages (les points de contact machine-fondation), chacune de ces forces d'excitation (P_X, P_Y, P_Z) a des composantes suivant les trois directions (X, Y, Z) et chaque composante a un bras de levier par rapport aux axes passant par le centre de gravité de la surface de contact (figure III.5).

Les moments M_X, M_Y, M_Z peuvent être exprimer comme suit :

$$M_x = P_z Y_e + P_y Z_e \quad M_y = P_z X_e + P_x Z_e \quad M_z = P_x Y_e + P_y X_e$$

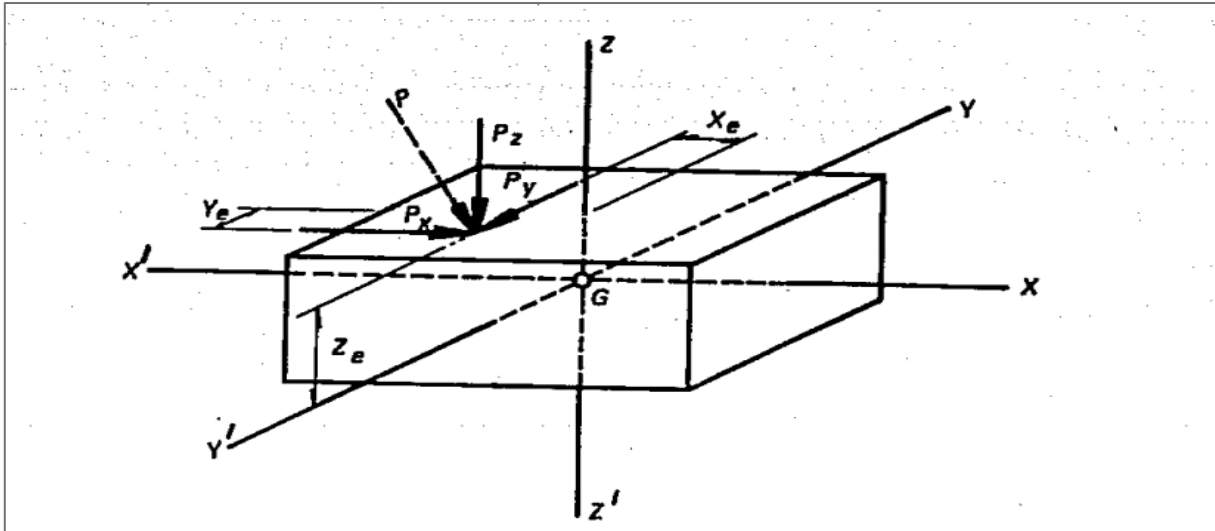


Figure III.5 : Représentation générale des forces d’excitations sur un bloc de la fondation.

III.3.8.1. Charges statiques :

Le rôle majeur de la fondation est de supporter les charges statiques qui proviennent de la machine, que ce soit de son poids propre ou des équipements auxiliaires, de tuyauterie..., les valeurs et les coordonnées des points d’application de ces forces sont généralement fournies par le constructeur de la machine, ces dernières peuvent être verticales, horizontales ou inclinées.

Tableau III.6 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues à l’auxiliaire.

Accessoires	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
A	-16,50	1,51	2,60	-6935	-68032,4	1107839	-102797	0
A1	-16,50	-1,51	2,60	-6935	-68032,4	1107839	102796,9	0
B	-14,54	1,51	2,60	-11558	-113384	1624339	-171323	0
B1	-14,54	-1,51	2,60	-11558	-113384	1624339	171323,2	0
C	-11,50	1,51	2,60	-11558	-113384	1279765	-171323	0
C1	-11,50	-1,51	2,60	-11558	-113384	1279765	171323,2	0
D	-9,35	1,51	2,60	-4623	-45351,6	414241,8	-68526,3	0
D1	-9,35	-1,51	2,60	-4623	-45351,6	414241,8	68526,31	0
L	-17,06	0	2,60	0	0	0	0	0
M	-8,98	0	2,60	0	0	0	0	0
Σ	/				-680304	8852369	0	0

Tableau III.7 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues à la turbine.

Turbine	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
E	-8,31	2,19	3,12	-4536	-44498,2	360346,1	-97339,7	0
E1	-8,31	-2,19	3,12	-4536	-44498,2	360346,1	97339,73	0
F	-5,88	2,19	3,12	-45362	-445001	2518707	-973440	0
F1	-5,88	-2,19	3,12	-45362	-445001	2518707	973440,2	0
G	-0,034	2,19	3,12	-58919	-577995	-105195	-1264365	0
G1	-0,034	-2,19	3,12	-58919	-577995	-105195	1264365	0
N	-5,68	0	2,60	0	0	0	0	0
P	-0,24	0	2,60	0	0	0	0	0
Σ	/				-2134990	5547716	0	0

Tableau III.8 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues aux gaz d'échappement.

Echappement	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
H	0,88	2,19	2,60	-4623	-45351,6	-49478,6	-99206,7	0
H1	0,88	-2,19	2,60	-4623	-45351,6	-49478,6	99206,7	0
J	3,58	2,19	2,60	-4689	-45999,1	-174475	-100623	0
J1	3,58	-2,19	2,60	-4689	-45999,1	-174475	100623	0
K	4,76	2,19	2,60	-714	-7004,4	-34860,6	-15322	0
K1	4,76	-2,19	2,60	-714	-7004,4	-34860,6	15322	0
R	0,73	0	2,60	0	0	0	0	0
S	3,93	0	2,60	0	0	0	0	0
Σ	/				-196710	-517628	0	0

Tableau III.9 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dues au générateur.

Générateur	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
A'	5,68	1,57	3,66	-10389	-101916	-600999	-160008	0
L'	5,68	-1,57	3,66	-10389	-101916	-600999	160008,3	0
B'	6,13	1,57	3,66	-10389	-101916	-646352	-160008	0
M'	6,13	-1,57	3,66	-10389	-101916	-646352	160008,3	0
C'	7,39	1,57	3,66	-10389	-101916	-775581	-160008	0
N'	7,39	-1,57	3,66	-10389	-101916	-775581	160008,3	0
D'	8,39	1,57	3,66	-10389	-101916	-876886	-160008	0
P'	8,39	-1,57	3,66	-10389	-101916	-876886	160008,3	0
E'	9,41	1,57	3,66	-10389	-101916	-981146	-160008	0
R'	9,41	-1,57	3,66	-10389	-101916	-981146	160008,3	0
F'	1,43	1,57	3,66	-10389	-101916	-1085406	-160008	0
S'	1,43	-1,57	3,66	-10389	-101916	-1085406	160008,3	0
G'	11,43	1,57	3,66	-10389	-101916	-1186711	-160008	0
T'	11,43	-1,57	3,66	-10389	-101916	-1186711	160008,3	0
H'	12,70	1,57	3,66	-10389	-101916	-1315941	-160008	0
U'	12,70	-1,57	3,66	-10389	-101916	-1315941	160008,3	0
J'	13,14	1,57	3,66	-10389	-101916	-1361293	-160008	0
V'	13,14	-1,57	3,66	-10389	-101916	-1361293	160008,3	0
K'	14,60	1,57	3,66	-2000	-19620	-290651	-30803,4	0
Z'	14,60	-1,57	3,66	-2000	-19620	-290651	30803,4	0
K''	16,10	1,57	3,66	-2000	-19620	-320081	-30803,4	0
Z''	16,10	-1,57	3,66	-2000	-19620	-320081	30803,4	0
X	5,36	0,00	3,66	0	0	0	0	0
X1	16,42	0,00	3,66	0	0	0	0	0
W'	9,87	1,765	3,66	0	0	0	0	0
Y'	9,87	-1,765	3,66	0	0	0	0	0
Σ	/				-1,91.10⁶	-1,89.10⁷	0	0

Tableau III.10 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dues aux gaz d'échappements.

Pression du gaz d'échappement	X_i	Y_i	Z_i	Force horizontale suivant Y	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
R	0,73	0	2,60	-44998	0	-116996	-42434
S	3,93	0	2,60	-44998	0	-116996	-186384
Σ	/			-89997	0	-233992	-228817

❖ **Remarque :**

Les autres charges statiques, comme les charges de la dilatation thermique et de pression du gaz d'échappement sont données dans l'ANNEXE A.

III.3.8.2. Charges dynamiques :

Ce type de chargement est généralement produit par les machines tournantes, ces forces sont générées par la rotation d'un ou plusieurs rotors dans la machine.

Ces forces dynamiques seront transmises à la fondation principalement par des points d'ancrage, qui vont créer par la suite des vibrations dans la fondation qui peuvent gêner les travailleurs.

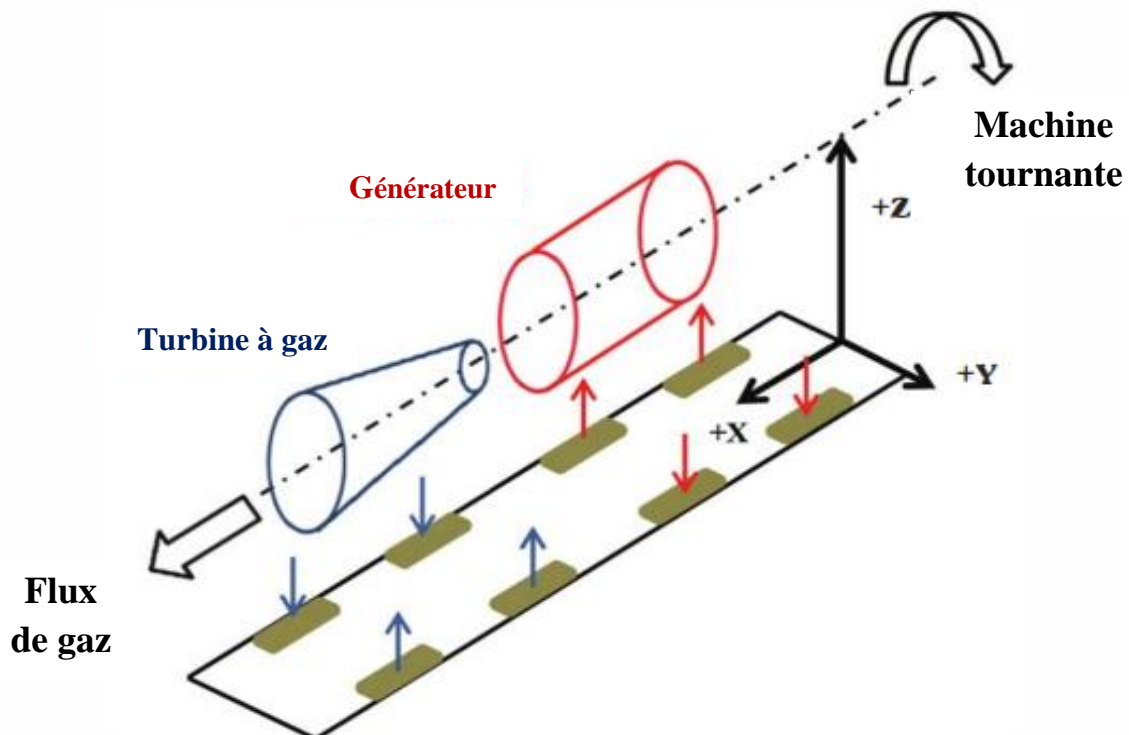


Figure III.6 : Forces et moments produits par des machines tournantes.

Tableau III.11 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dynamiques dues à la turbine.

Turbine	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
E	-8,31	2,19	3,12	-70	-687	5561	-1502	0
E1	-8,31	-2,19	3,12	-70	-687	5561	1502	0
F	-5,88	2,19	3,12	-1780	-17462	98834	-38198	0
F1	-5,88	-2,19	3,12	-1780	-17462	98834	38198	0
G	-0,034	2,19	3,12	-2309	-22651	-4123	-49550	0
G1	-0,034	-2,19	3,12	-2309	-22651	-4123	49550	0
N	-5,68	0	2,60	0	0	0	0	0
P	-0,24	0	2,60	0	0	0	0	0
Σ	/				-81600	200544	0	0

Tableau III.12 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dynamiques dues à la turbine.

Turbine	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	H_y (N)	M_z (N.m)	M_x (N.m)	M_y (N.m)
E	-8,31	2,19	3,12	-70	-687	5561	-2141	0
E1	-8,31	-2,19	3,12	-70	-687	5561	-2141	0
F	-5,88	2,19	3,12	-1780	-17462	98834	-54446	0
F1	-5,88	-2,19	3,12	-1780	-17462	98834	-54446	0
G	-0,034	2,19	3,12	-2309	-22651	-4123	-70627	0
G1	-0,034	-2,19	3,12	-2309	-22651	-4123	-70627	0
N	-5,68	0	2,60	0	0	0	0	0
P	-0,24	0	2,60	0	0	0	0	0
Σ	/				-81600	200544	-254427	0

Tableau III.13 : Valeurs des forces verticales et leurs moments dynamiques dues au générateur.

Générateur	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	Poids (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
A'	5,68	1,57	3,66	-187	-1834	-10818	-2880	0
L'	5,68	-1,57	3,66	-187	-1834	-10818	2880	0
B'	6,13	1,57	3,66	-187	-1834	-11634	-2880	0
M'	6,13	-1,57	3,66	-187	-1834	-11634	2880	0
C'	7,39	1,57	3,66	-187	-1834	-13960	-2880	0
N'	7,39	-1,57	3,66	-187	-1834	-13960	2880	0
D'	8,39	1,57	3,66	-187	-1834	-15784	-2880	0
P'	8,39	-1,57	3,66	-187	-1834	-15784	2880	0
E'	9,41	1,57	3,66	-187	-1834	-17660	-2880	0
R'	9,41	-1,57	3,66	-187	-1834	-17660	2880	0
F'	10,43	1,57	3,66	-187	-1834	-19537	-2880	0
S'	10,43	-1,57	3,66	-187	-1834	-19537	2880	0
G'	11,43	1,57	3,66	-187	-1834	-21361	-2880	0
T'	11,43	-1,57	3,66	-187	-1834	-21361	2880	0
H'	12,70	1,57	3,66	-187	-1834	-23687	-2880	0
U'	12,70	-1,57	3,66	-187	-1834	-23687	2880	0
J'	13,14	1,57	3,66	-187	-1834	-24503	-2880	0
V'	13,14	-1,57	3,66	-187	-1834	-24503	2880	0
K'	14,60	1,57	3,66	0	0	0	0	0
Z'	14,60	-1,57	3,66	0	0	0	0	0
K''	16,10	1,57	3,66	0	0	0	0	0
Z''	16,10	-1,57	3,66	0	0	0	0	0
X	5,36	0	3,66	0	0	0	0	0
X1	16,42	0	3,66	0	0	0	0	0
W'	9,89	1,77	3,66	0	0	0	0	0
Y'	9,89	-1,77	3,66	0	0	0	0	0
Σ	/				-33020,5	-317888	0	0

Tableau III.14 : Valeurs des forces horizontales et leurs moments dynamiques dues au générateur.

Générateur	X_i	Y_i	Z_i	Masse (Kg)	H_Y (N)	M_y (N.m)	M_x (N.m)	M_z (N.m)
A'	5,68	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-10818
L'	5,68	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-10818
B'	6,13	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-11634
M'	6,13	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-11634
C'	7,39	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-13960
N'	7,39	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-13960
D'	8,39	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-15784
P'	8,39	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-15784
E'	9,41	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-17660
R'	9,41	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-17660
F'	10,43	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-19537
S'	10,43	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-19537
G'	11,43	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-21361
T'	11,43	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-21361
H'	12,70	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-23687
U'	12,70	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-23687
J'	13,14	1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-24503
V'	13,14	-1,57	3,66	-187	-1834	0	-6714	-24503
K'	14,60	1,57	3,66	0	0	0	0	0
Z'	14,60	-1,57	3,66	0	0	0	0	0
K''	16,10	1,57	3,66	0	0	0	0	0
Z''	16,10	-1,57	3,66	0	0	0	0	0
X	5,36	0	3,66	0	0	0	0	0
X1	16,42	0	3,66	0	0	0	0	0
W'	9,89	1,765	3,66	0	0	0	0	0
Y'	9,89	-1,765	3,66	0	0	0	0	0
Σ	/				-33020	0	-120855	-317888

❖ **Remarque :**

Les autres charges dynamiques, comme les charges horizontales et d'émergence sont données dans l'ANNEXE A.

III.4. PROCEDURE DE CALCUL DES VIBRATIONS DES FONDATIONS :

Sachant qu'une fondation peut vibrer dans n'importe quel mode possible, le calcul de la réponse de la fondation est effectué en considérant les vibrations dues à chaque mode séparément, afin de faciliter l'analyse. La procédure générale est décrite comme suit :

III.4.1. Calcul de la fréquence de résonance :

- ❖ Calcul de la rigidité statique et dynamique $K_{i,j}^s$ et $K_{i,j}^d$.
- ❖ Calcul de la fréquence propre.

$$f_{n,i} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_i^d}{M_T}} \quad , \quad f_{n,j} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_j^d}{J_j}} \quad \text{(III. 13)}$$

i : Désigne l'axe de translation (X, Y, Z).

j : Désigne l'axe de balancement ou de torsion (XX, YY, ZZ).

M_T : Masse totale (machine + fondation).

J_j : Moment d'inertie massique.

- ❖ Calcul de l'amortissement matériel du sol :

On peut éventuellement tenir compte d'un amortissement interne du sol. Celui-ci est caractérisé par le facteur d'amortissement ξ^m défini par analogie avec un oscillateur simple par :

$$\xi^m = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad \text{(III. 14)}$$

ΔW Étant l'énergie dissipée par cycle, et W l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle (Figure III.7). En général, il s'agit d'une dissipation d'énergie de type matériel, indépendante de la fréquence. Nous prenons comme facteur d'amortissement du sol sableux $\xi^m = 3 \%$.

- ❖ Calcul de l'amortissement radiatif du sol :

C'est l'énergie dissipée par rayonnement à partir de la base de la fondation vers le sol, celui-ci est caractérisé par $\xi_{i,j}^r$ (Figure III.8). Ses expressions sont définies dans le chapitre suivant.

- ❖ Calcul de l'amortissement total du sol :

C'est la somme de l'amortissement matériel et radiatif du sol.

$$\xi_{i,j}^T = \xi_{i,j}^r + \xi^m \quad \text{(III. 15)}$$

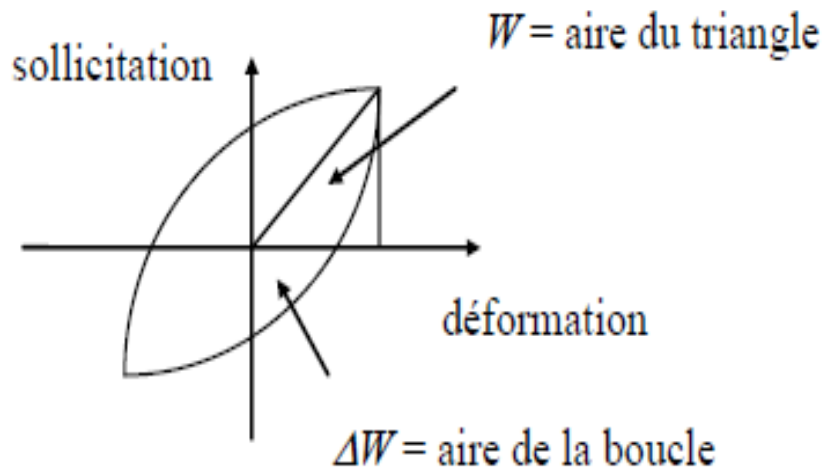


Figure III.7 : Représentation de l'amortissement matériel par la boucle d'hystérésis.

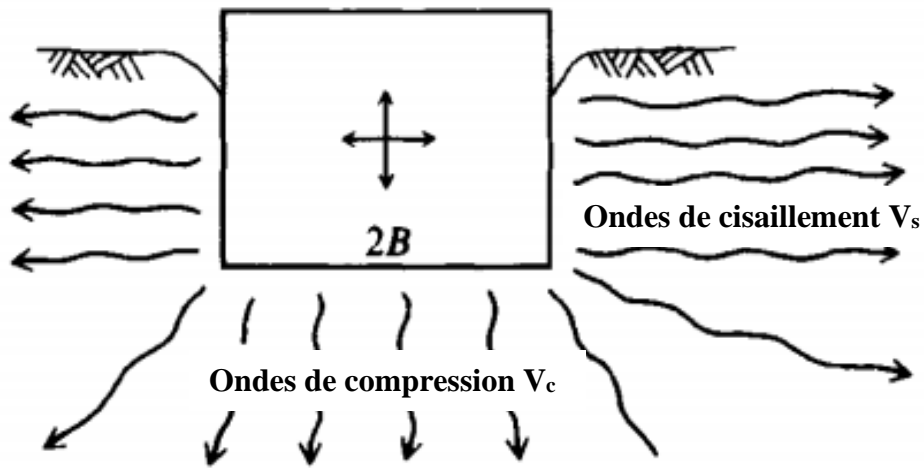


Figure III.8 : Représentation de l'amortissement radiatif.

❖ Calcul de la fréquence de résonance (fréquence du déplacement maximum).

➤ Excitation harmonique constante :

$$f_{i,j}^r = f_{i,j}^n \sqrt{1 - 2\xi_{i,j}^T{}^2} \quad (\text{III. 16})$$

➤ Excitation harmonique quadratique :

$$f_{i,j}^r = \frac{f_{i,j}^n}{\sqrt{1 - 2\xi_{i,j}^T{}^2}} \quad (\text{III. 17})$$

III.4.2. Vérification du phénomène de résonance :

III.4.2.1. Types des machines vibrantes :

Certaines machines telles que les machines rotatives, induisent des forces dynamiques très faibles, peuvent être fixées directement au sol sans les poser sur des fondations spéciales.

Selon leur fréquence de fonctionnement, les machines peuvent être classées en trois catégories :

- ✓ De faibles à moyennes fréquences $f_e \in [0 - 500] \text{ rpm}$
- ✓ De moyennes à grandes fréquences $f_e \in [500 - 1000] \text{ rpm}$
- ✓ De très grandes fréquences $f_e \geq 1000 \text{ rpm}$

Le critère de prédimensionnement consiste à pré-dimensionner la fondation de sorte que la résonance (fréquence de résonance du système machine-fondation-sol égale à la fréquence de fonctionnement de la machine) soit évitée. Pour ça, on suit quelques conditions :

- ❖ Pour les machines à grande vitesse (vitesse excédant 1000 rpm)

$$\frac{f_r}{f_e} \leq 0,5 \quad \text{(III. 18)}$$

- ❖ Pour les machines à faible vitesse (vitesse inférieure à 350 rpm)

$$\frac{f_r}{f_e} \geq 2 \quad \text{(III. 19)}$$

III.4.3. Calcul de l'amplitude des vibrations :

Dans cette étape, on vérifie que l'amplitude des vibrations de la fondation est acceptable pendant la phase de service (fonctionnement de la machine). Ces limites tolérables sont généralement suggérées par le fournisseur ou le code de conception, en cas où l'amplitude dépasse ces limites, cela peut influencer la performance des équipements de la machine et créer des dérangements dans la zone de travail.

III.4.3.1. Amplitude des vibrations à la résonance :

- Excitation harmonique constante :

$$A_{i(\text{résonance})} = \frac{P_i}{K_i} R_i^{d,\max} \quad \text{(III. 20)}$$

$$A_{j(\text{résonance})} = \frac{M_j}{K_j} R_j^{d,\max} \quad \text{(III. 21)}$$

- Excitation harmonique quadratique :

$$A_{i(\text{résonance})} = \frac{1}{\beta_i^2} \frac{P_i}{K_i} R_i^{d,\max} \quad \text{(III. 22)}$$

$$A_{i(\text{résonance})} = \frac{m_e e}{m} R_i^{d,\max} \quad \text{(III. 23)}$$

$$A_{j(\text{résonance})} = \frac{1}{\beta_j^2} \frac{M_j}{K_j} R_j^{d,\max} \quad (\text{III. 24})$$

$$A_{j(\text{résonance})} = \frac{m_e e (z'/x')}{J_j} R_j^{d,\max} \quad (\text{III. 25})$$

$$P_i = m_e e \omega_e^2 \quad \text{et} \quad M_j = m_e e \omega_e^2 (z'/x')$$

m_e : Masse rotative provoquant l'excitation.

e : Excentricité de la masse m_e par rapport à l'axe de rotation.

x', z' : Bras de levier qui créent le balancement et la torsion respectivement.

$$R_{i,j}^{d,\max} = \frac{1}{2\xi_{i,j}^T \sqrt{1 - \xi_{i,j}^T{}^2}} \quad (\text{III. 26})$$

$R_{i,j}^{d,\max}$: Fonction d'amplification à la résonance de chaque mode de vibration.

Et :

$$\beta_{i,j} = \frac{f_e}{f_{i,j}^n}$$

III.4.3.2. L'amplitude des vibrations hors la résonance :

L'amplitude des vibrations en cours de fonctionnement de la machine sont données par les expressions suivantes :

- Excitation harmonique constante :

$$A_{i(\text{hors résonance})} = \frac{P_i}{K_i} R_i^d \quad (\text{III. 27})$$

$$A_{j(\text{hors résonance})} = \frac{M_j}{K_j} R_j^d \quad (\text{III. 28})$$

- Excitation harmonique quadratique :

$$A_{i(\text{hors résonance})} = \frac{P_i}{K_i} R_i^d \quad (\text{III. 29})$$

$$A_{j(\text{hors résonance})} = \frac{M_j}{K_j} R_j^i \quad (\text{III. 30})$$

$$R_{i,j}^d = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta_{i,j}^2)^2 + (2\xi_{i,j}^T \beta_{i,j})^2}} \quad (\text{III. 31})$$

$R_{i,j}^d$: Fonction d'amplification hors résonance de chaque mode de vibration.

III.4.4. Forces dynamiques transmises au sol :

La force dynamique transmise au sol est la force dynamique multipliée par la fonction de transmissibilité TR .

$$TR_{i,j} = \sqrt{1 + (2\xi_{i,j}^T \beta_{i,j})^2} R_{i,j}^d \quad (\text{III. 32})$$

➤ Excitation harmonique constante :

$$F_{Ti} = P_i \cdot TR_i \quad (\text{III. 33})$$

$$M_{Tj} = M_j \cdot TR_j \quad (\text{III. 34})$$

F_{Ti}, M_{Tj} : Forces et moments transmis au sol.

➤ Excitation harmonique quadratique :

$$F_{Ti} = m_e e \omega_e^2 \cdot TR_i \quad (\text{III. 35})$$

$$M_{Tj} = m_e e \omega_e^2 (z'/x') \cdot TR_j \quad (\text{III. 36})$$

CHAPITRE IV

LES MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCES

IV.1. INTRODUCTION :

La clé d'une bonne conception d'une fondation vibrante réside dans une analyse technique minutieuse de sa réponse dynamique. Lorsque des mouvements excessifs d'une fondation existent, cela peut entraver le fonctionnement de la machine, dans ce cas une analyse est nécessaire afin de comprendre les causes du problème pour trouver des mesures correctives appropriées.

Dans ce chapitre, nous allons présenter trois modèles de calcul des fonctions d'impédances, qui ont été développés pour déterminer d'une manière rationnelle la réponse dynamique pour chaque mode de vibration, dans les années quatre-vingt plusieurs études ont été publiées mettant en lumière le rôle de différents paramètres influençant la réponse.

Des solutions sont actuellement disponibles, notamment des expressions analytiques simples à partir desquelles, on peut facilement estimer la réponse des fondations superficielles, ou enterrées, circulaire, ou de forme quelconque.

IV.2. LA NOTION DE RAYON EQUIVALENT :

Le rayon équivalent est généralement utilisé dans les fondations de forme quelconque ou à base carré et pour celles à base rectangulaire qui ont un rapport de $L/B \leq 2$.

L'hypothèse de la fondation filante peut-être la plus adéquate pour les fondations à dimensions élancées (Gazetas 1983), d'autre part les formules et les graphes fournis par Dobry et Gazetas (1986), Gazetas (1991), peuvent être utilisés pour l'analyse des fondations rigides de forme arbitraire.

Ceci est possible en assimilant la surface de la fondation donnée à l'aire de la fondation circulaire équivalente pour les modes de translation, et en assimilant l'inertie de la même fondation à l'inertie d'une fondation circulaire équivalente pour les modes de rotation.

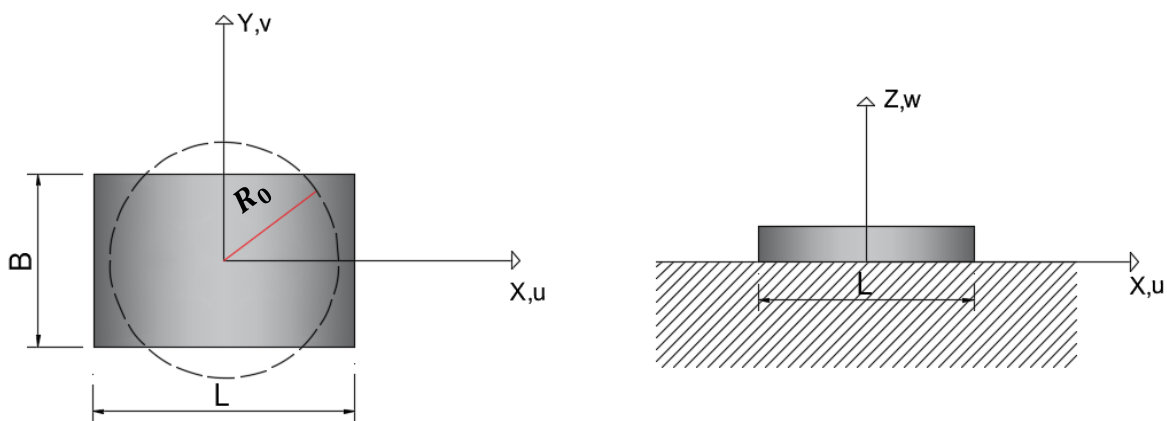


Figure IV.1 : Notation pour calculer le rayon équivalent d'une fondation à base rectangulaire.

Tableau IV.1 : Formules de rayon équivalent.

Degrés de liberté		Rayon équivalent pour une fondation rectangulaire	Rayon équivalent pour une fondation de forme quelconque
Translation	<ul style="list-style-type: none"> - Suivant l'axe Z - Suivant l'axe X - Suivant l'axe Y 	$R_{z,x,y} = \sqrt{\frac{LB}{\pi}}$	$R_{z,x,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$
Balancement autour de l'axe X		$R_{xx} = \sqrt[4]{\frac{LB^3}{3\pi}}$	$R_{xx} = \sqrt[4]{\frac{2I_{xx}}{\pi}}$
Balancement autour de l'axe Y		$R_{yy} = \sqrt[4]{\frac{BL^3}{3\pi}}$	$R_{yy} = \sqrt[4]{\frac{2I_{yy}}{\pi}}$
Torsion autour de l'axe Z		$R_{zz} = \sqrt[4]{\frac{LB(L^2 + B^2)}{6\pi}}$	$R_{zz} = \sqrt[4]{\frac{4I_{zz}}{\pi}}$

IV.3. MODELES DE CALCUL DES FONCTIONS D'IMPEDANCE :

IV.3.1. Modèle de RICHART-WHITHMAN (1967) :

Les ingénieurs utilisent fréquemment un modèle à paramètres constants localisés (Richard et Whitman 1967), ce modèle représente la rigidité, l'amortissement et le rapport massique pour chaque mode de vibration, adapté à des conditions de sol homogène.

La masse utilisée dans les différentes formules de ce modèle contient uniquement le système machine-fondation, aucune masse du sol effective n'est incluse dans le calcul. Les rapports de masse et de l'amortissement sont recommandés par Richart et al (1970) pour une fondation circulaire infiniment rigide. Lysmer et Richart (1966) sont les premiers qui ont proposé une formule pour le mode de translation verticale.

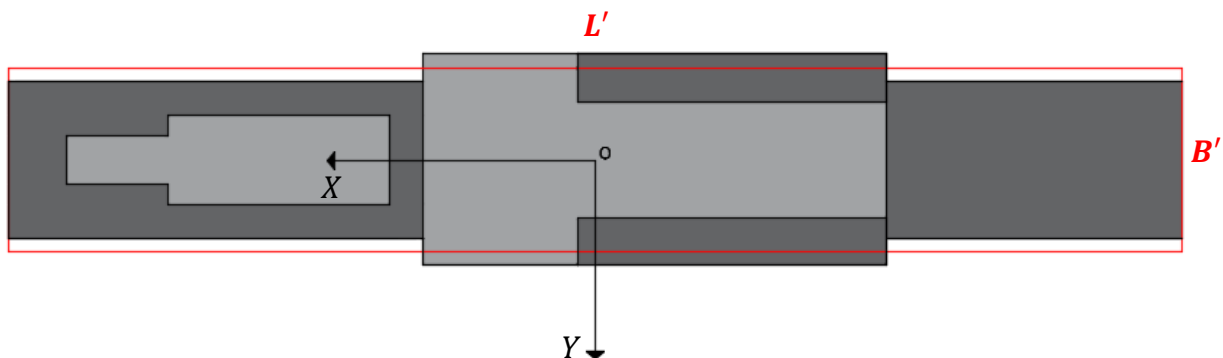


Figure IV.2 : Forme géométrique équivalente de la fondation prise en compte dans le 1^{er} modèle.

Tableau IV.2 : Formules des rigidités statiques (Richart et Whitman 1967).

Degrés de liberté	La rigidité statique K^s
Translation suivant l'axe Z	$K_z^s = \frac{G}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{B'L'} \eta_z$
Translation suivant l'axe X	$K_x^s = 2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{B'L'} \eta_x$
Translation suivant l'axe Y	$K_y^s = 2(1+\nu)G\beta_y \sqrt{B'L'} \eta_y$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx}^s = \frac{G}{(1-\nu)} \beta_{xx} L' B'^2 \eta_{xx}$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy}^s = \frac{G}{(1-\nu)} \beta_{yy} B' L'^2 \eta_{yy}$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz}^s = \frac{16GR_{zz}^3}{3} \eta_{zz}$

- G : Module de cisaillement du sol.
 - ν : Coefficient de poisson.
 - $\beta_{z,x,\dots}$: Facteur de correction de la géométrie pour une fondation à base rectangulaire.
 - B' : Largeur de la fondation.
 - L' : Longueur de la fondation.

Pour calculer le facteur de correction de la géométrie $\beta_{z,x,\dots}$, on a utilisé des fonctions logarithmiques qui sont définies par les courbes ci-dessous (figure IV.3), ainsi leurs formules sont mentionnées dans l'ANNEXE A.

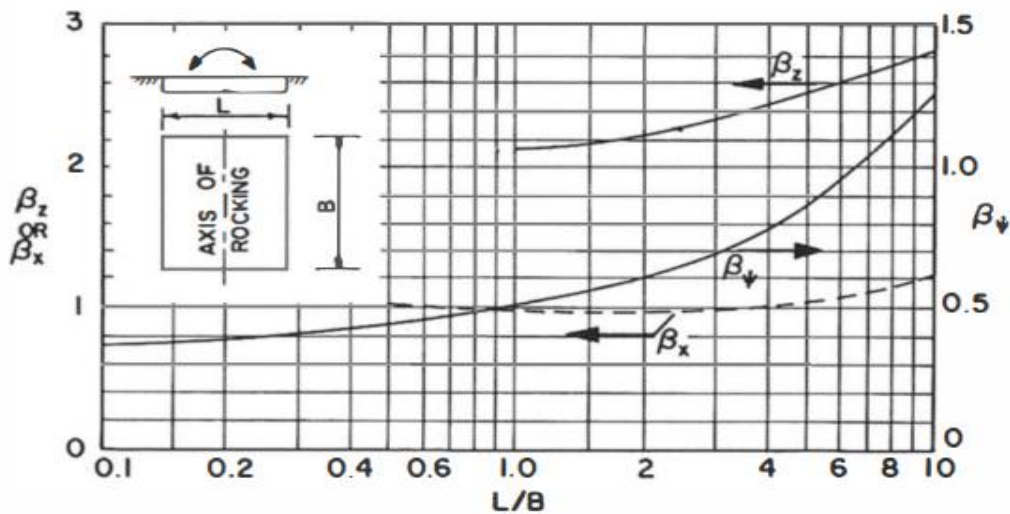


Figure IV.3 : Abaque donne les coefficients de correction de la géométrie (Richart et al 1970).

Tableau IV.3 : Formules des facteurs du degré d'enterrement sur la rigidité.

Degrés de liberté	Facteur de correction de degré d'enterrement η sur la rigidité
Translation suivant l'axe Z	$\eta_z = 1 + 0,6(1 - \nu) \frac{e}{R_z}$
Translation suivant l'axe X	$\eta_x = 1 + 0,55(2 - \nu) \frac{e}{R_x}$
Translation suivant l'axe Y	$\eta_y = 1 + 0,55(2 - \nu) \frac{e}{R_y}$
Balancement autour de l'axe X	$\eta_{xx} = 1 + 1,2(1 - \nu) \left(\frac{e}{R_{xx}}\right) + 0,2(2 - \nu) \left(\frac{e}{R_{xx}}\right)^3$
Balancement autour de l'axe Y	$\eta_{yy} = 1 + 1,2(1 - \nu) \left(\frac{e}{R_{yy}}\right) + 0,2(2 - \nu) \left(\frac{e}{R_{yy}}\right)^3$
Torsion autour de l'axe Z	Non disponible
<p>- e : Hauteur d'enterrement de la fondation. - $R_{z,x,y,\dots}$: Rayon équivalent de la fondation.</p>	

Tableau IV.4 : Formules des facteurs du degré d'enterrement sur l'amortissement.

Degrés de liberté	Facteur de correction de degré d'enterrement α sur le facteur d'amortissement radiatif
Translation suivant l'axe Z	$\alpha_z = \frac{1 + 1,9(1 - \nu) \frac{e}{R_z}}{\sqrt{\eta_z}}$
Translation suivant l'axe X	$\alpha_x = \frac{1 + 1,9(2 - \nu) \frac{e}{R_x}}{\sqrt{\eta_x}}$
Translation suivant l'axe Y	$\alpha_y = \frac{1 + 1,9(2 - \nu) \frac{e}{R_y}}{\sqrt{\eta_y}}$
Balancement autour de l'axe X	$\alpha_{xx} = \frac{1 + 0,7(1 - \nu) \left(\frac{e}{R_{xx}}\right) + 0,6(2 - \nu) \left(\frac{e}{R_{xx}}\right)^3}{\sqrt{\eta_{xx}}}$
Balancement autour de l'axe Y	$\alpha_{yy} = \frac{1 + 0,7(1 - \nu) \left(\frac{e}{R_{yy}}\right) + 0,6(2 - \nu) \left(\frac{e}{R_{yy}}\right)^3}{\sqrt{\eta_{yy}}}$
Torsion autour de l'axe Z	Non disponible

Tableau IV.5 : Formules du rapport massique et du facteur d'amortissement radiatif.

Degrés de liberté	Le rapport massique ou inertiel B	Le facteur d'amortissement radiatif ξ^r
Translation suivant l'axe Z	$B_z = \frac{(1 - \nu)}{4} \frac{M_T}{\rho_{sol} R_z^3}$	$\xi_z^r = \frac{0,425}{\sqrt{B_z}} \alpha_z$
Translation suivant l'axe X	$B_x = \frac{(2 - \nu)}{8} \frac{M_T}{\rho_{sol} R_x^3}$	$\xi_x^r = \frac{0,288}{\sqrt{B_x}} \alpha_x$
Translation suivant l'axe Y	$B_y = \frac{(2 - \nu)}{8} \frac{M_T}{\rho_{sol} R_y^3}$	$\xi_y^r = \frac{0,288}{\sqrt{B_y}} \alpha_y$
Balancement autour de l'axe X	$B_{xx} = \frac{3(1 - \nu)}{8} \frac{J_{xx}}{\rho_{sol} R_{xx}^5}$	$\xi_{xx}^r = \frac{0,15}{(1 + n_\psi B_{xx}) \sqrt{n_\psi B_{xx}}} \alpha_{xx}$
Balancement autour de l'axe Y	$B_{yy} = \frac{3(1 - \nu)}{8} \frac{J_{yy}}{\rho_{sol} R_{yy}^5}$	$\xi_{yy}^r = \frac{0,15}{(1 + n_\psi B_{yy}) \sqrt{n_\psi B_{yy}}} \alpha_{yy}$
Torsion autour de l'axe Z	$B_{zz} = \frac{J_{zz}}{\rho_{sol} R_{zz}^5}$	$\xi_{zz}^r = \frac{0,5}{1 + 2B_{zz}} \alpha_{zz}$
<p>- $J_{xx,yy...}$: Moment d'inertie massique du système machine-fondation. - ρ_{sol} : Masse volumique du sol. - $\alpha_{z,x...}$: Facteur de correction de degré d'enterrement sur l'amortissement. - M_T : Masse totale (fondation + machine).</p>		

n_ψ : Facteur de correction du rapport d'inertie pour le mode de balancement, ses valeurs sont données par les formules suivantes ou par le tableau ci-dessous (Hall et Woods et Richart 1973) :

$$n_\psi = \begin{cases} 1,6 & B_\psi < 0,2 \\ \frac{0,447 + 1,037B_\psi}{0,208 + B_\psi} & 0,2 \leq B_\psi \leq 5 \\ 1,079 & B_\psi > 5 \end{cases}$$

Tableau IV.6 : Valeurs des facteurs du rapport d'inertie pour le mode de balancement.

B_ψ	5	3	2	1	0,8	0,5	0,2
n_ψ	1,079	1,11	1,143	1,219	1,251	1,378	1,6

IV.3.2. Modèle de VELETSOS (1973) :

Une analyse complète est faite de la réponse dynamique des fondations rigides sans masse excitées verticalement sur un demi-espace élastique homogène, tenant en compte de la fréquence d'excitation. L'expression de la rigidité dynamique est donnée en fonction des coefficients de rigidité et d'amortissement ($k(\omega), c(\omega)$), et de la rigidité statique.

$$K^d = K^s(k(\omega) + ia_0c(\omega)) \tag{IV. 1}$$

Pour les fonctions d'impédance d'une fondation infiniment rigide reposant sur un demi-espace élastique ou viscoélastique, Veletsos et Verbic (1973) ont déterminé les expressions analytiques de l'impédance dynamique en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 , du coefficient de poisson et de l'amortissement matériel ξ^m .

En négligeant l'amortissement interne du matériau, les relations pour une fondation circulaire infiniment rigide sont :

Tableau IV.7 : Formules de la rigidité dynamique (Veletsos et Verbic 1973).

Degrés de liberté	La rigidité dynamique K^d
Translation suivant l'axe Z	$K_z^d = \frac{4GR_z}{(1-\nu)} [(1 - \chi_z - \gamma_3 a_{0,z}^2) + ia_{0,z}(\gamma_4 + \psi_z)]$
Translation suivant l'axe X	$K_x^d = \frac{8GR_x}{2-\nu} [1 + ia_{0,x}\alpha_1]$
Translation suivant l'axe Y	$K_y^d = \frac{8GR_y}{2-\nu} [1 + ia_{0,y}\alpha_1]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx}^d = \frac{8GR_{xx}^3}{3(1-\nu)} [(1 - \chi_{xx} - \beta_3 a_{0,xx}^2) + ia_{0,xx}\psi_{xx}]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy}^d = \frac{8GR_{yy}^3}{3(1-\nu)} [(1 - \chi_{yy} - \beta_3 a_{0,yy}^2) + ia_{0,yy}\psi_{yy}]$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz}^d = \frac{16GR_{zz}^3}{3} [\chi_{zz} + ia_{0,zz}\psi_{zz}]$

Les coefficients des parties réelles et imaginaires de l'impédance dynamique de chaque mode sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8 : Formules des paramètres de rigidité et d'amortissement.

Degrés de liberté	Paramètres de rigidité	Paramètres d'amortissement
Translation suivant l'axe Z	$\chi_z = \frac{\gamma_1(\gamma_2 a_{0,z})^2}{1 + (\gamma_2 a_{0,z})^2}$	$\psi_z = \frac{\gamma_1 \gamma_2 (\gamma_2 a_{0,z})^2}{1 + (\gamma_2 a_{0,z})^2}$
Translation suivant l'axe X	/	/
Translation suivant l'axe Y	/	/
Balancement autour de l'axe X	$\chi_{xx} = \frac{\beta_1(\beta_2 a_{0,xx})^2}{1 + (\beta_2 a_{0,xx})^2}$	$\psi_{xx} = \frac{\beta_1 \beta_2 (\beta_2 a_{0,xx})^2}{1 + (\beta_2 a_{0,xx})^2}$
Balancement autour de l'axe Y	$\chi_{yy} = \frac{\beta_1(\beta_2 a_{0,yy})^2}{1 + (\beta_2 a_{0,yy})^2}$	$\psi_{yy} = \frac{\beta_1 \beta_2 (\beta_2 a_{0,yy})^2}{1 + (\beta_2 a_{0,yy})^2}$
Torsion autour de l'axe Z	$\chi_{zz} = 1 - \frac{b_1(b_2 a_{0,zz})^2}{1 + (b_2 a_{0,zz})^2}$	$\psi_{zz} = \frac{b_1 b_2 (b_2 a_{0,zz})^2}{1 + (b_2 a_{0,zz})^2}$

Tableau IV.9 : Valeurs des coefficients $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$.

Paramètres	$\nu = 0$	$\nu = 0,33$	$\nu = 0,45$	$\nu = 0,5$
α_1	0,775	0,65	0,6	0,6
β_1	0,525	0,5	0,45	0,4
β_2	0,8	0,8	0,8	0,8
β_3	0	0	0,023	0,027
γ_1	0,25	0,35	/	0
γ_2	1	0,8	/	0
γ_3	0	0	/	0,17
γ_4	0,85	0,75	/	0,85

Les valeurs de b_1 et b_2 sont données par Veletsos et Nair (1974), telles que :

$$b_1 = 0,425$$

$$b_2 = 0,687$$

IV.3.3. Modèle de KAUSEL (1988) :

Pais et Kausel ont proposé des expressions pour décrire la variation de la rigidité dynamique en fonction de la fréquence d'excitation pour les fondations rigides enterrées. Ces formules sont obtenues par l'adaptation des solutions numériques précises à des expressions analytiques.

La formule générale qui détermine les impédances statiques d'une fondation rectangulaire enterrée ont été données par Kausel et Pais (1988), en se référant aux résultats numériques de Dominguez (1978) et Abscal (1984), pour un facteur d'enfoncement ($e/B \leq 2$)

$$K_{i,ent} = K_{i,surf} \cdot \eta_i \tag{IV.2}$$

$i = z, x, \dots$: Axe de degré de liberté.

Tableau IV.10 : Formules de la rigidité statique (Pais et Kausel 1988).

Degrés de liberté	La rigidité statique K^S
Translation suivant l'axe Z	$K_{z,surf}^S = \frac{GB}{1-\nu} \left[3,1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,75} + 1,6 \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x,surf}^S = \frac{GB}{2-\nu} \left[6,8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 2,4 \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y,surf}^S = \frac{GB}{2-\nu} \left[6,8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1,6 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx,surf}^S = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3,2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,8 \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy,surf}^S = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3,73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,4} + 0,27 \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz,surf}^S = GB^3 \left[4,25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,45} + 4,06 \right]$
- B : Demi-largeur de la fondation. - L : Demi-longueur de la fondation.	

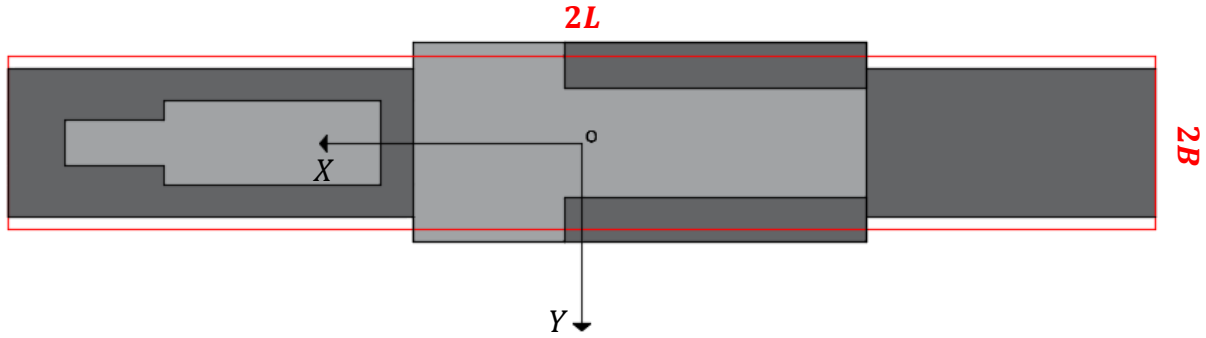


Figure IV.2 : Forme géométrique équivalente de la fondation prise en compte dans le 3^{ème} modèle.

La partie réelle de la rigidité dynamique d'une fondation rectangulaire rigide est multipliée par la rigidité statique, ses formules sont proposées par Pais et Kausel (1988) pour un coefficient de poisson inférieur à 0,4, et la formule générale est donnée par l'expression suivante :

$$K_i^d = K_{i,ent}^s (k_i(a_0) + ia_0 c_i(a_0)) \quad (IV.3)$$

Tableau IV.11 : Formules du facteur de correction dynamique de la rigidité statique.

Degrés de liberté	Facteur de correction de la rigidité dynamique k_i
Translation suivant l'axe Z	$k_z = \left[\frac{\left(0,4 + \frac{0,2}{L/B}\right) a_0^2}{\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} + a_0^2} \right]$
Translation suivant l'axe X	$k_x = 1$
Translation suivant l'axe Y	$k_y = 1$
Balancement autour de l'axe X	$k_{xx} = 1 - \left[\frac{(0,55 + 0,01\sqrt{L/B - 1}) a_0^2}{\left(2,4 - \frac{0,4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$k_{yy} = 1 - \left[\frac{0,55 a_0^2}{\left(0,6 + \frac{1,4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$k_{zz} = 1 - \left[\frac{(0,33 - 0,33\sqrt{L/B - 1}) a_0^2}{\left(\frac{0,8}{1 + 0,33(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$$

a_0 : fréquence adimensionnelle.

Tableau IV.12 : Formules de facteur correction du degré d'enterrement sur la rigidité.

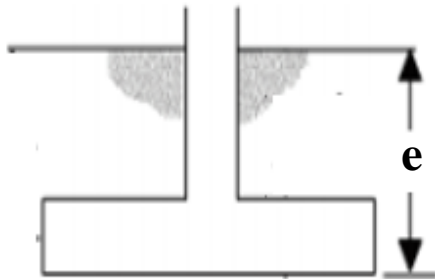
Degrés de liberté	Facteur de correction de degré d'enterrement η sur la rigidité
Translation suivant l'axe Z	$\eta_z = \left[1 + \left(0,25 + \frac{0,25}{L/B} \left(\frac{e}{B} \right)^{0,8} \right) \right]$
Translation suivant l'axe X	$\eta_x = \eta_y$
Translation suivant l'axe Y	$\eta_y = \left[1 + \left(0,33 + \frac{1,34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{e}{B} \right)^{0,8} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\eta_{xx} = \left[1 + \frac{e}{B} + \left(\frac{1,6}{0,35 + L/B} \right) \left(\frac{e}{B} \right)^2 \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\eta_{yy} = \left[1 + \frac{e}{B} + \left(\frac{1,6}{0,35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{e}{B} \right)^2 \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1,3 + \frac{1,32}{L/B} \right) \left(\frac{e}{B} \right)^{0,9} \right]$
<p>- e : Hauteur d'enterrement de la fondation.</p> <p>Termes de couplage entre la translation horizontale et le balancement :</p> <p>- $K_{rx,ent} = \left(\frac{e}{3} \right) K_{x,ent}$.</p> <p>- $K_{ry,ent} = \left(\frac{e}{3} \right) K_{y,ent}$.</p>	

Tableau IV.13 : Coefficients des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire superficielle.

Degrés de liberté	Coefficient d'amortissement radiatif pour une fondation rectangulaire superficielle c
Translation suivant l'axe Z	$c_z = \left[4 \frac{\psi(L/B)}{K_{z,surf}/GB} \right]$
Translation suivant l'axe X	$c_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,surf}/GB)} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$c_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,surf}/GB)} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$c_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,surf}/GB^3) \left[\left(2,2 - \frac{0,4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$c_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,surf}/GB^3) \left[\left(\frac{1,8}{1 + 1,75(L/B - 1)^{0,7}} \right) + a_0^2 \right]} \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$c_{zz} = \left[\frac{4/3 [(L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,surf}/GB^3) \left[\left(\frac{1,4}{1 + 3(L/B - 1)^{0,7}} \right) + a_0^2 \right]} \right]$
$- \psi = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)} \quad , \psi \leq 2,5.$	

Tableau IV.14 : Coefficients des amortissements radiatifs pour une fondation rectangulaire enterrée.

Degrés de liberté	Coefficient d'amortissement radiatif pour une fondation rectangulaire enterrée c
Translation suivant l'axe Z	$c_z = \left[\frac{4 [\psi(L/B) + (e/B)(1 + L/B)]}{K_{z,ent}/GB} \right]$
Translation suivant l'axe X	$c_x = \left[\frac{4 [L/B + (e/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,ent}/GB)} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$c_y = \left[\frac{4 [L/B + (e/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,ent}/GB)} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$c_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{e}{B}\right) + \left(\frac{e}{B}\right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B}\right) \left(\frac{e}{B}\right)^3 + 3 \left(\frac{e}{B}\right) \left(\frac{L}{B}\right) + \psi \left(\frac{L}{B}\right) \right] a_0^2 + \frac{(4/3) \left(\psi \frac{L}{B} + 1\right) \left(\frac{e}{B}\right)^3}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3}}}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3} \left[\left(2,2 - \frac{0,4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + a_0^2 \right]} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$c_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B}\right)^3 \left(\frac{e}{B}\right) + \psi \left(\frac{e}{B}\right)^3 \left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{e}{B}\right)^3 + 3 \left(\frac{e}{B}\right) \left(\frac{L}{B}\right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B}\right)^3 \right] a_0^2 + \frac{(4/3) \left(\frac{L}{B} + \psi\right) \left(\frac{e}{B}\right)^3}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3}}}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3} \left[\left(\frac{1,8}{1 + 1,75(L/B - 1)}\right) + a_0^2 \right]} \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$c_{zz} = \left[\frac{4/3 \left[3 \left(\frac{L}{B}\right) \left(\frac{e}{B}\right) + \psi (L/B)^3 \left(\frac{e}{B}\right) + 3 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \left(\frac{e}{B}\right) + \psi \left(\frac{e}{B}\right) + \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \left(\frac{L}{B}\right) \right] a_0^2}{\frac{(K_{zz,ent})}{GB^3} \left[\left(\frac{1,4}{1 + 3(L/B - 1)^{0,7}}\right) + a_0^2 \right]} \right]$

CHAPITRE V

ETUDE D'UNE FONDATION DE TURBO- GROUPE D'UNE CENTRALE ELECTRIQUE

V.1. INTRODUCTION :

La présente partie a pour objectif d'étudier le comportement statique et dynamique d'une fondation de turbo-groupe de la centrale électrique de Hassi Barkine. Cette analyse consiste à modéliser l'ensemble sol-fondation-machine par une approche permettant de déterminer les fréquences propres de vibrations de ce système, en considérant l'hypothèse de la fondation rigide enterrée dans un sol semi-infini référé à un modèle viscoélastique linéaire, et par le biais des fonctions d'impédance dont le processus est bien exposé dans les chapitres précédents.

Nous allons calculer les rigidités du système qui vont nous conduire à la détermination des fréquences propres, puis les amplitudes de vibrations. Une fois ces fréquences naturelles connues, elles seront comparées à la fréquence de fonctionnement de la machine, dans le but d'éviter le phénomène de résonance, un des objectifs indispensables d'une telle analyse.

Ce phénomène de résonance pourrait se produire lorsque l'une des fréquences propres du système s'approche de celle du fonctionnement de la machine. La différence doit être de +/- 20%.

V.2. DETERMINATION DES FONCTIONS D'IMPEDANCE :

Pour la détermination des fonctions d'impédance, on utilise les formules de WHITMAN, VELETSOS et KAUSEL citées dans le chapitre IV, sachant que la fondation est enterrée à 2,3 m.

V.2.1. Modèle de RICHART-WHITMAN (1967) :

V.2.1.1. Calcul de la rigidité statique :

Les résultats obtenus pour chaque mode de vibration sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Valeurs de la rigidité statique du système (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	Coefficient d'enterrement η	Coefficient de géométrie β	Rayon équivalent R_0	Rigidité statique enterrée K^S (N/m)
Translation suivant l'axe Z	1,12	2,64	7,63	$2,27.10^{10}$
Translation suivant l'axe X	1,28	1,11	7,63	$1,93.10^{10}$
Translation suivant l'axe Y	1,28	1,02	7,63	$1,78.10^{10}$
Balancement autour de l'axe X	1,42	0,37	4,81	$2,9.10^{11}$
Balancement autour de l'axe Y	1,15	1,03	12,40	$4,3.10^{12}$
Torsion autour de l'axe Z	1,60	1,00	10,25	$3,49.10^{12}$

V.2.1.2. Calcul de l'amortissement radiatif :

Tableau V.2 : Valeurs de l'amortissement radiatif du système (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	Rapport massique B	Coefficient d'enterrement α	Coefficient n	L'amortissement radiatif ξ^r
Translation suivant l'axe Z	0,40	1,31	/	0,87
Translation suivant l'axe X	0,49	1,73	/	0,71
Translation suivant l'axe Y	0,49	1,73	/	0,71
Balancement autour de l'axe X	0,57	1,12	1,42	0,10
Balancement autour de l'axe Y	0,08	1,02	1,60	0,38
Torsion autour de l'axe Z	0,81	1,00	/	0,19

V.2.1.3. Calcul de l'amortissement total :

Tableau V.3 : Valeurs de l'amortissement total du système (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	$\xi^T = \xi^m + \xi^r$
Translation suivant l'axe Z	0,90
Translation suivant l'axe X	0,74
Translation suivant l'axe Y	0,74
Balancement autour de l'axe X	0,13
Balancement autour de l'axe Y	0,41
Torsion autour de l'axe Z	0,22

V.2.1.3.1. Ajustements des valeurs théoriques d'amortissement totale selon l'ACI :

L'expérience et les résultats expérimentaux montrent que les valeurs d'amortissement pour les grandes fondations subissant des forces dynamiques de faibles amplitudes sont généralement inférieures à celles trouvées analytiquement.

Cet écart est attribué à la présence des couches du sol qui réfléchissent les ondes vers la fondation vibrante. L'EPRI 1980 (Electric Power Research Institute) recommande le taux d'amortissement du sol à utiliser dans la conception des fondations des centrales électriques, qui ne doit pas dépasser 50 % pour le mode vertical, 20 % pour le mode horizontale, 10 % pour les modes de balancement et 15 % pour la torsion.

Tableau V.4 : Valeurs de l'amortissement total après l'ajustement selon l'EPRI (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	ξ_{EPRI}
Translation suivant l'axe Z	0,50
Translation suivant l'axe X	0,20
Translation suivant l'axe Y	0,20
Balancement autour de l'axe X	0,10
Balancement autour de l'axe Y	0,10
Torsion autour de l'axe Z	0,15

V.2.1.4. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) :

Les fréquences propres et de résonances pour chaque mode de vibration du système sol-machine-fondation sont définies dans le tableau suivant, sachant que l'excitation est harmonique constante :

Tableau V.5 : Valeurs de la fréquence naturelle et de résonance du système (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	La fréquence propre f_n (rpm)	La fréquence de résonance f_r (rpm)
Translation suivant l'axe Z	1098	777
Translation suivant l'axe X	1012	971
Translation suivant l'axe Y	972	933
Balancement autour de l'axe X	1690	1673
Balancement autour de l'axe Y	1614	1597
Torsion autour de l'axe Z	1470	1436

V.2.1.4.1. Vérification de phénomène de résonance :

Le tableau ci-dessous montre le rapport entre les fréquences propres de vibration du système et celle de la machine ($f_e = 3000 \text{ rpm}$).

Tableau V.6 : Valeurs du rapport des fréquences (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	f_e/f_n
Translation suivant l'axe Z	2,73
Translation suivant l'axe X	2,96
Translation suivant l'axe Y	3,08
Balancement autour de l'axe X	1,77
Balancement autour de l'axe Y	1,86
Torsion autour de l'axe Z	2,04

D'après les résultats obtenus précédemment, nous concluons que le ratio entre les fréquences propres du système sol-fondation-machine et celle de fonctionnement de la machine reste supérieur à 1,2 pour tous les modes de vibration. Par conséquent le phénomène de résonance n'aura pas lieu.

V.2.1.5. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité :

Tableau V.7 : Valeurs de la fonction d'amplification et de transmissibilité du système (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	R_d	TR
Translation suivant l'axe Z	0,14	0,41
Translation suivant l'axe X	0,13	0,2
Translation suivant l'axe Y	0,12	0,18
Balancement autour de l'axe X	0,46	0,49
Balancement autour de l'axe Y	0,40	0,43
Torsion autour de l'axe Z	0,31	0,36

Les deux représentations graphiques suivantes montrent la variation des facteurs d'amplification R^d et de transmissibilité TR en fonction de la fréquence d'excitation.

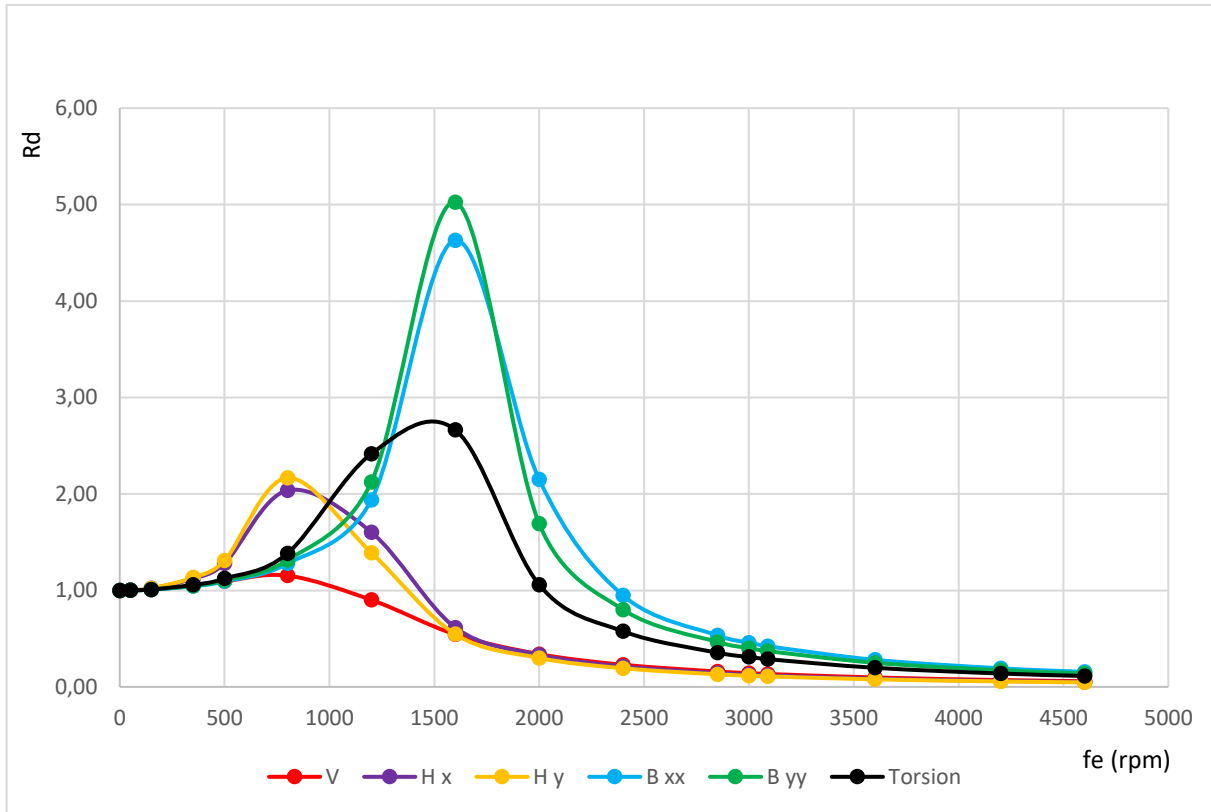


Figure V.1 : Courbes de la fonction d'amplification de 1^{er} modèle.

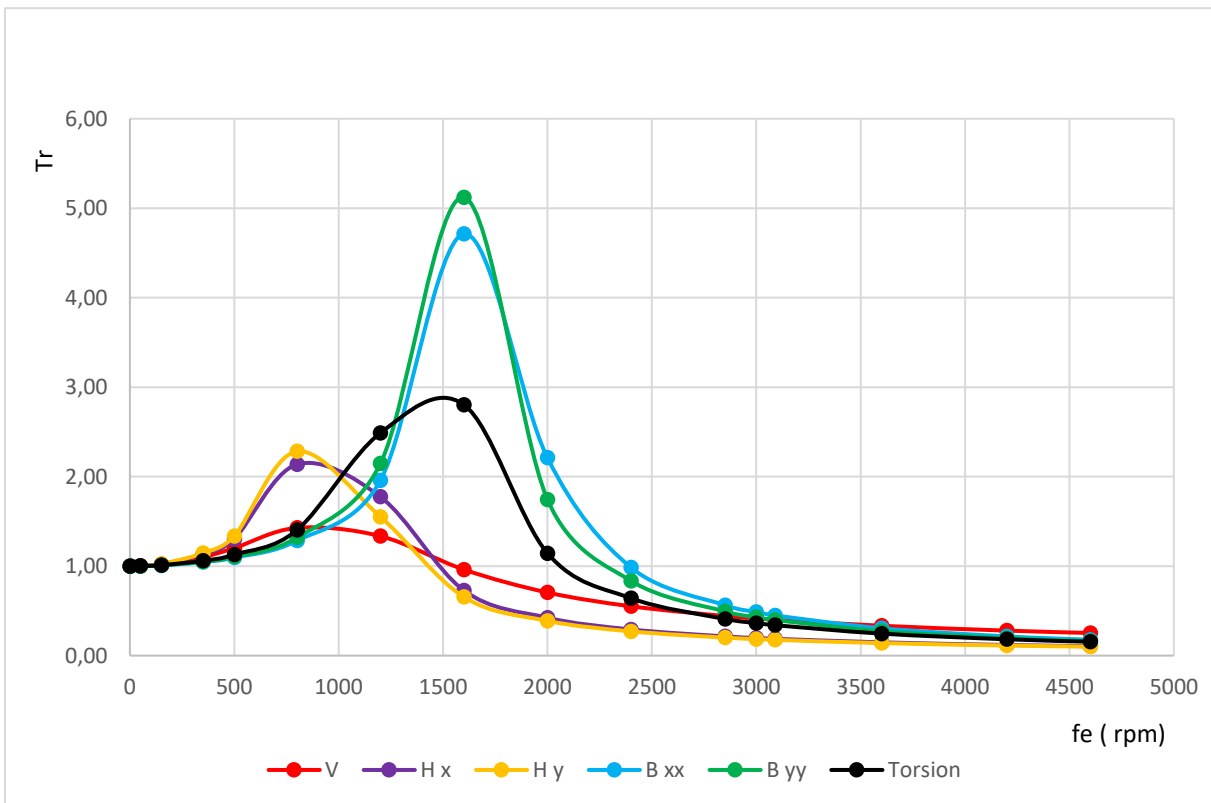


Figure V.2 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 1^{er} modèle.

V.2.1.6. Calcul et vérification des déplacements :

Les déplacements résultants du fonctionnement de la machine peuvent être décomposés en deux types :

- ✓ **Déplacement statique :** Dû au poids propre du système machine-fondation.
- ✓ **Déplacement dynamique :** Dû aux forces dynamiques engendrées par la machine.

V.2.1.6.1. Déplacement statique :

Les formules adéquates pour calculer les déplacements statiques (translation et rotation) sont données comme suit :

$$A_T^s = A_i^s + A_j^s \cdot L \tag{V.2}$$

$$A_T^s = \frac{P_z^s}{K_z^s} + \frac{M_y^s}{K_{yy}^s} \cdot L$$

$$P_z^s = W_f + P_z$$

A_i^s : Déplacement statique de la fondation.

A_j^s : Angle de rotation de la fondation.

P_z^s : Poids de l'ensemble machine-fondation.

P_z : Résultante des charges statiques.

W_f : Poids de la fondation.

K_z^s : Rigidité statique du mode vertical.

M_y^s : Moment dû aux chargements statiques.

K_{yy}^s : Rigidité statique du mode de balancement autour de l'axe Y.

L : Distance entre le point le plus éloigné et l'axe de rotation.

Tableau V.8 : Valeurs du déplacement statique de la fondation (1^{er} modèle).

P_z^s (N)	K_z^s (N/m)	M_y^s (N.m)	K_{yy}^s (N/m)	L (m)	A_j^s (rad)	A_i^s (mm)	A_T^s (mm)
$1,68 \cdot 10^7$	$2,27 \cdot 10^{10}$	$4,67 \cdot 10^6$	$4,3 \cdot 10^{12}$	17,64	$1,09 \cdot 10^{-6}$	0,74	0,76

V.2.1.6.2. Déplacements dynamiques :

Les déplacements dues aux forces et aux moments dynamiques sont calculés à partir des formules citées dans le chapitre III. En outre le déplacement total sera calculé comme suit :

$$A_T^d = A_i^d + A_j^d \cdot L \tag{V.3}$$

$$A_T^d = R_z^d \frac{P_z^d}{K_z^d} + \left(R_{yy}^d \frac{M_y^d}{K_{yy}^d} + R_{xx}^d \frac{M_x^d}{K_{xx}^d} \right) \cdot L$$

A_i^d : Déplacement dynamique de la fondation.

A_j^d : Angle de rotation de la fondation.

$P_{z,x}^d$: Résultante des charges dynamiques engendrées par la machine.

$K_{z,xx,\dots}^d$: Rigidité dynamiques pour chaque mode de vibration.

$M_{x,y}^d$: Moments dus aux chargements dynamiques.

$R_{z,y,x}^d$: Facteurs d'amplification pour chaque mode de vibration.

❖ **Remarque :**

Dans ce modèle de RICHART-WHITMAN, la rigidité dynamique est égale à la rigidité statique, ce qui nous amène à utiliser uniquement ces rigidités pour calculer les contraintes et les déplacements.

Tableau V.9 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (1^{er} modèle).

Degrés de liberté	P^d (N)	M^d (N.m)	K^d (N/m)	A_i^d (mm)	A_j^d (rad)
Translation suivant l'axe Z	114620	/	$2,27.10^{10}$	$7,19.10^{-4}$	/
Translation suivant l'axe X	0	/	$1,93.10^{10}$	0	/
Translation suivant l'axe Y	114620	/	$1,78.10^{10}$	$7,48.10^{-4}$	/
Balancement autour de l'axe X	/	375282	$2,90.10^{11}$	/	$5,93.10^{-7}$
Balancement autour de l'axe Y	/	117344	$4,30.10^{12}$	/	$1,10.10^{-8}$
Torsion autour de l'axe Z	/	117344	$3,49.10^{12}$	/	$1,04.10^{-8}$

Donc le déplacement dynamique vertical total est :

$$A_T^d = 2,47 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

❖ **Déplacement dynamique admissible de la machine :**

On fait la projection du déplacement dynamique vertical total et la fréquence du fonctionnement sur l'abaque de Baxter et Bernhard (1967) pour déduire la sévérité des vibrations des machines.

$$A_{peak\ to\ peak}^d = 2 \cdot A_T^d = 4,94 \cdot 10^{-3} \text{ mm} = 4,94 \text{ } \mu\text{m}$$

$$f_e = 3000 \text{ rpm}$$

D'autre part, les déplacements dus aux charges dynamiques doivent être inférieurs aux déplacements admissibles donnés par les critères de sécurité et de fonctionnement normal des machines. Le déplacement maximal admissible est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{a,max} = 28000/RPM \quad (V.4)$$

RPM : Fréquence d'excitation donnée en rotation par minute.

Donc :

$$\Delta_{a,max} = \frac{28000}{3000} = 9,33 \mu m$$

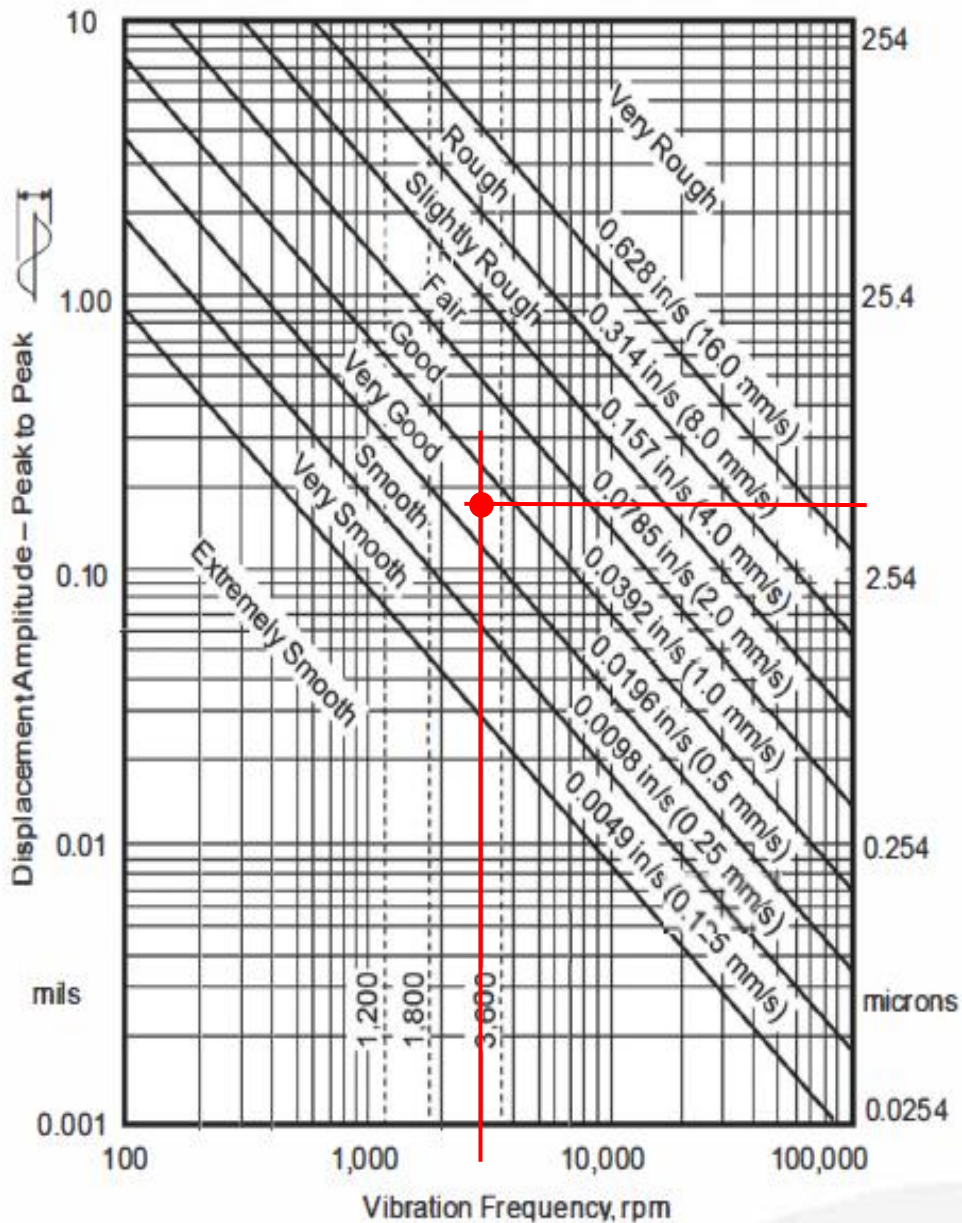


Figure V.3 : Abaque de la sévérité des vibrations des machines en général Baxter et Bernhard (1967) (1^{er} modèle).

Nous constatons que le déplacement dynamique vertical total de la fondation inférieur au déplacement admissible calculé par la formule (V.4), et situe dans la plage des très bonnes vibrations, en conséquence, son amplitude ne pourra pas endommager les équipements de la machine.

❖ **Limites physiologiques :**

On utilise l'abaque de Reiher – Meister (Richart et al 1970) illustrée ci-dessous pour déduire l'effet des vibrations sur la sensibilité des personnes.

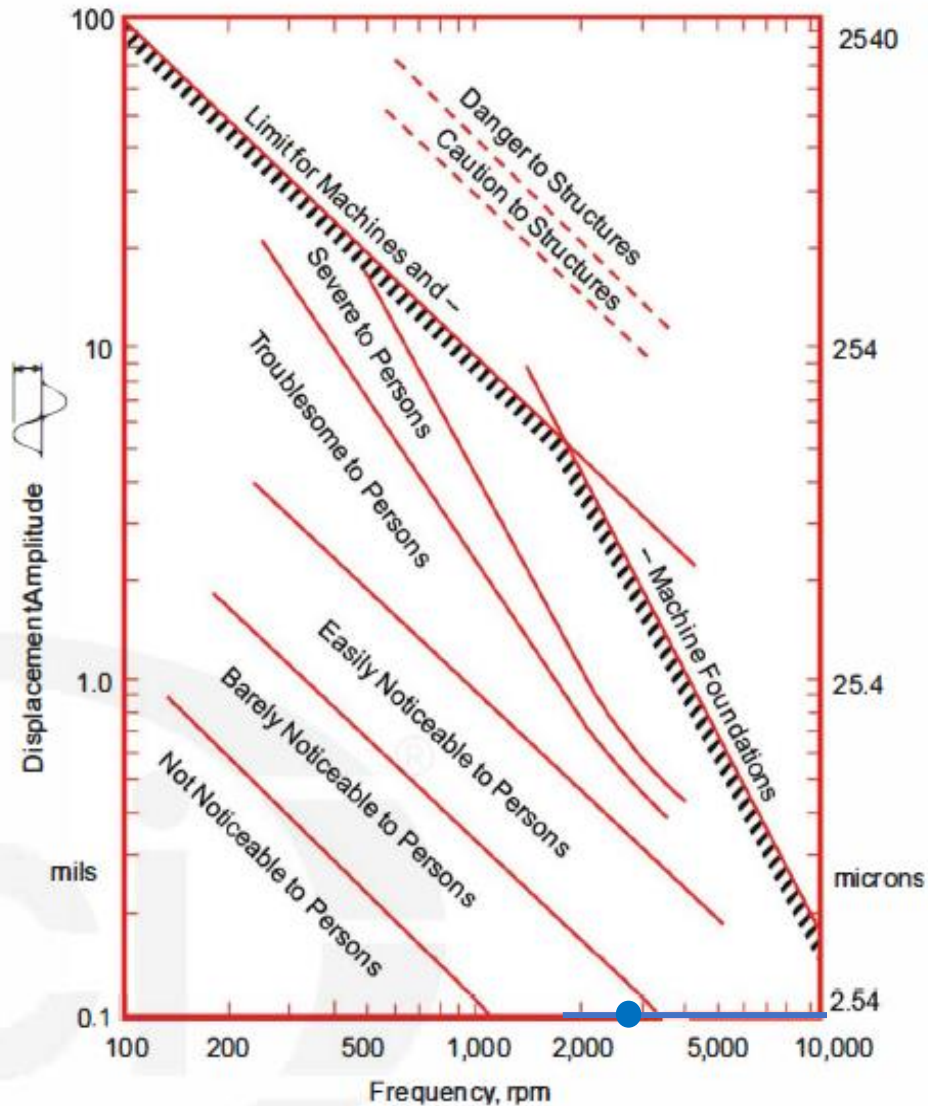


Figure V.4 : Abaque de Reiher-Meister pour la sensibilité humaine (Richart et al 1970) (1^{er} modèle).

Nous prenons note que les vibrations générées par la machine ne dérangent pas les travailleurs qui se trouvent à proximité.

V.2.2. Modèle de VELETSOS (1973) :

V.2.2.1. Calcul de la rigidité statique :

Tableau V.10 : Valeurs de la rigidité statique du système (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	Coefficient d'enterrement η	Coefficient de géométrie β	Rayon équivalent R_0	Rigidité statique enterrée K^s (N/m)
Translation suivant l'axe Z	1,12	2,64	7,63	$2,27.10^{10}$
Translation suivant l'axe X	1,28	1,11	7,63	$1,93.10^{10}$
Translation suivant l'axe Y	1,28	1,02	7,63	$1,78.10^{10}$
Balancement autour de l'axe X	1,42	0,37	4,81	$2,9.10^{11}$
Balancement autour de l'axe Y	1,15	1,03	12,40	$4,3.10^{12}$
Torsion autour de l'axe Z	1,60	1	10,25	$3,49.10^{12}$

V.2.2.2. Calcul de la rigidité dynamique :

Les coefficients de rigidité et d'amortissement choisis dans ce modèle sont illustrés dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau V.11 : Valeurs des coefficients de rigidité et d'amortissement (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	a_0	χ	ψ	$k(a_0)$	$c(a_0)$
Translation suivant l'axe Z	4,92	0,33	0,26	0,67	1,01
Translation suivant l'axe X	4,92	/	/	1	0,65
Translation suivant l'axe Y	4,92	/	/	1	0,65
Balancement autour de l'axe X	3,14	0,43	0,35	0,57	0,35
Balancement autour de l'axe Y	7,77	0,49	0,39	0,51	0,39
Torsion autour de l'axe Z	6,58	0,33	/	0,59	0,28

Tableau V.12 : Valeurs des coefficients $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i, b_i$.

α	β_1	β_2	β_3	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	b_1	b_2
0,65	0,5	0,8	0	0,35	0,8	0	0,75	0,425	0,687

Tableau V.13 : Valeurs de la rigidité dynamique et de coefficient d'amortissement du système (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	K^d (N/m)	C (N.s/m)
Translation suivant l'axe Z	$1,53.10^{10}$	$3,61.10^8$
Translation suivant l'axe X	$1,93.10^{10}$	$1,96.10^8$
Translation suivant l'axe Y	$1,78.10^{10}$	$1,81.10^8$
Balancement autour de l'axe X	$1,65.10^{11}$	1.10^9
Balancement autour de l'axe Y	$2,20.10^{12}$	$4,15.10^{10}$
Torsion autour de l'axe Z	$2,08.10^{12}$	$2,04.10^{10}$

V.2.2.3. Calcul de l'amortissement radiatif :

Tableau V.14 : Valeurs de l'amortissement radiatif et de la fréquence naturelle adimensionnelle (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	a_n	ξ^r
Translation suivant l'axe Z	1,48	1,11
Translation suivant l'axe X	1,66	0,54
Translation suivant l'axe Y	1,59	0,52
Balancement autour de l'axe X	1,34	0,41
Balancement autour de l'axe Y	2,99	1,14
Torsion autour de l'axe Z	2,49	0,58

V.2.2.4. Calcul de l'amortissement total :

Tableau V.15 : Valeurs d'amortissement total du système (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	$\xi_T = \xi^m + \xi^r$
Translation suivant l'axe Z	1,14
Translation suivant l'axe X	0,57
Translation suivant l'axe Y	0,55
Balancement autour de l'axe X	0,44
Balancement autour de l'axe Y	1,17
Torsion autour de l'axe Z	0,61

V.2.2.4.1. Ajustements des valeurs théoriques d'amortissement total selon l'ACI :

Tableau V.16 : Valeurs d'amortissement total après l'ajustement selon EPRI (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	ξ_{EPRI}
Translation suivant l'axe Z	0,50
Translation suivant l'axe X	0,20
Translation suivant l'axe Y	0,20
Balancement autour de l'axe X	0,10
Balancement autour de l'axe Y	0,10
Torsion autour de l'axe Z	0,15

V.2.2.5. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) :

Les fréquences propres et de résonances pour chaque mode de vibration du système sol-machine-fondation sont définies dans le tableau suivant, sachant que l'excitation est harmonique constante :

Tableau V.17 : Valeurs de la fréquence naturelle et de résonance du système (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	La fréquence propre f_n (rpm)	La fréquence de résonance f_r (rpm)
Translation suivant l'axe Z	900	636
Translation suivant l'axe X	1012	971
Translation suivant l'axe Y	972	933
Balancement autour de l'axe X	1274	1261
Balancement autour de l'axe Y	1155	1144
Torsion autour de l'axe Z	1134	1108

V.2.2.5.1. Vérification du phénomène de résonance :

Le tableau ci-dessous montre le rapport entre la fréquence d'excitation et les fréquences propres du système sol-fondation-machine ($f_e = 3000 \text{ rpm}$).

Tableau V.18 : Valeurs de rapport des fréquences (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	f_e/f_n
Translation suivant l'axe Z	3,33
Translation suivant l'axe X	2,96
Translation suivant l'axe Y	3,08
Balancement autour de l'axe X	2,35
Balancement autour de l'axe Y	2,60
Torsion autour de l'axe Z	2,65

D'après les résultats obtenus précédemment, nous concluons que le ratio entre les fréquences propres du système sol-fondation-machine et celle de fonctionnement de la machine reste supérieur à 1,2 pour tous les modes de vibration. Par conséquent le phénomène de résonance n'aura pas lieu.

V.2.2.6. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité :

Sur la base de la théorie des oscillations forcées, les coefficients d'amplification relatifs à chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Valeurs de la fonction d'amplification et de transmissibilité (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	R_d	TR
Translation suivant l'axe Z	0,09	0,33
Translation suivant l'axe X	0,13	0,20
Translation suivant l'axe Y	0,12	0,18
Balancement autour de l'axe X	0,22	0,24
Balancement autour de l'axe Y	0,17	0,20
Torsion autour de l'axe Z	0,17	0,21

Les deux représentations graphiques suivantes montrent la variation des facteurs d'amplification R^d et de transmissibilité TR en fonction de la fréquence d'excitation.

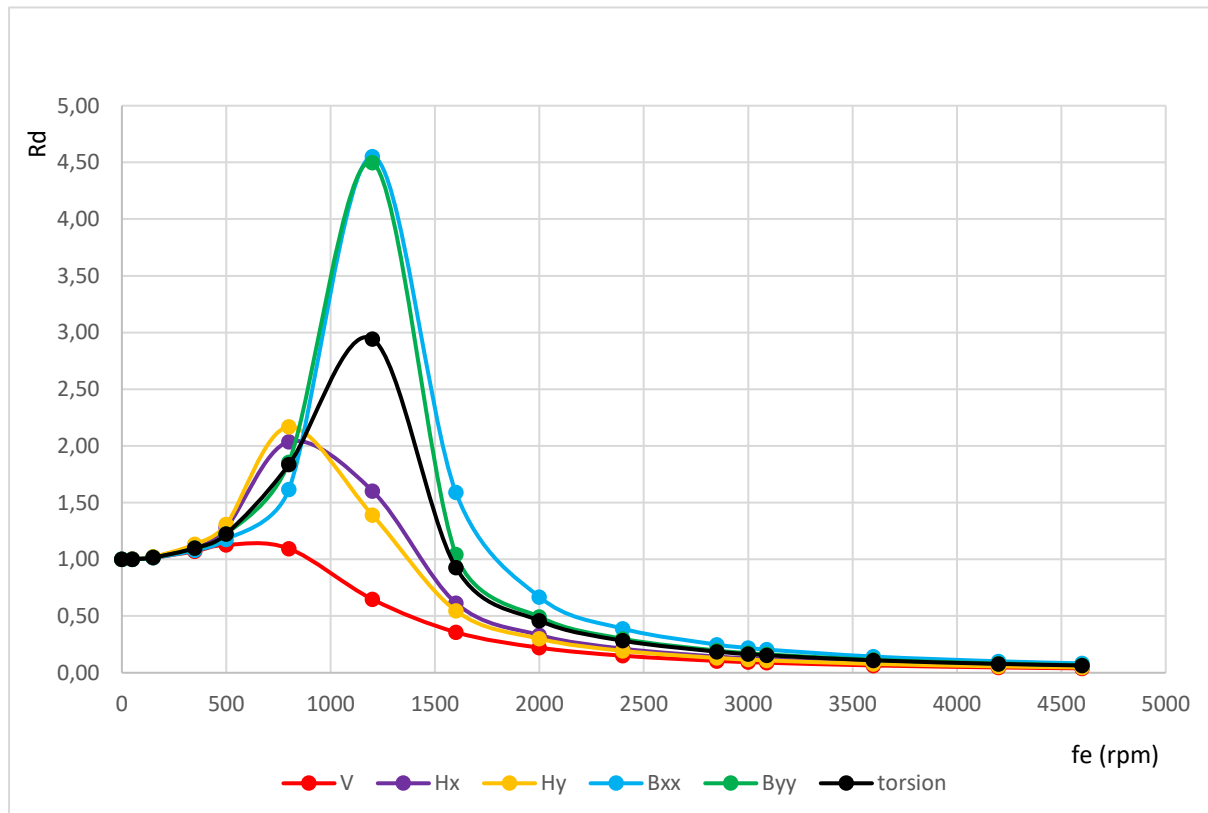


Figure V.5 : Courbes de la fonction d'amplification de 2^{ème} modèle.

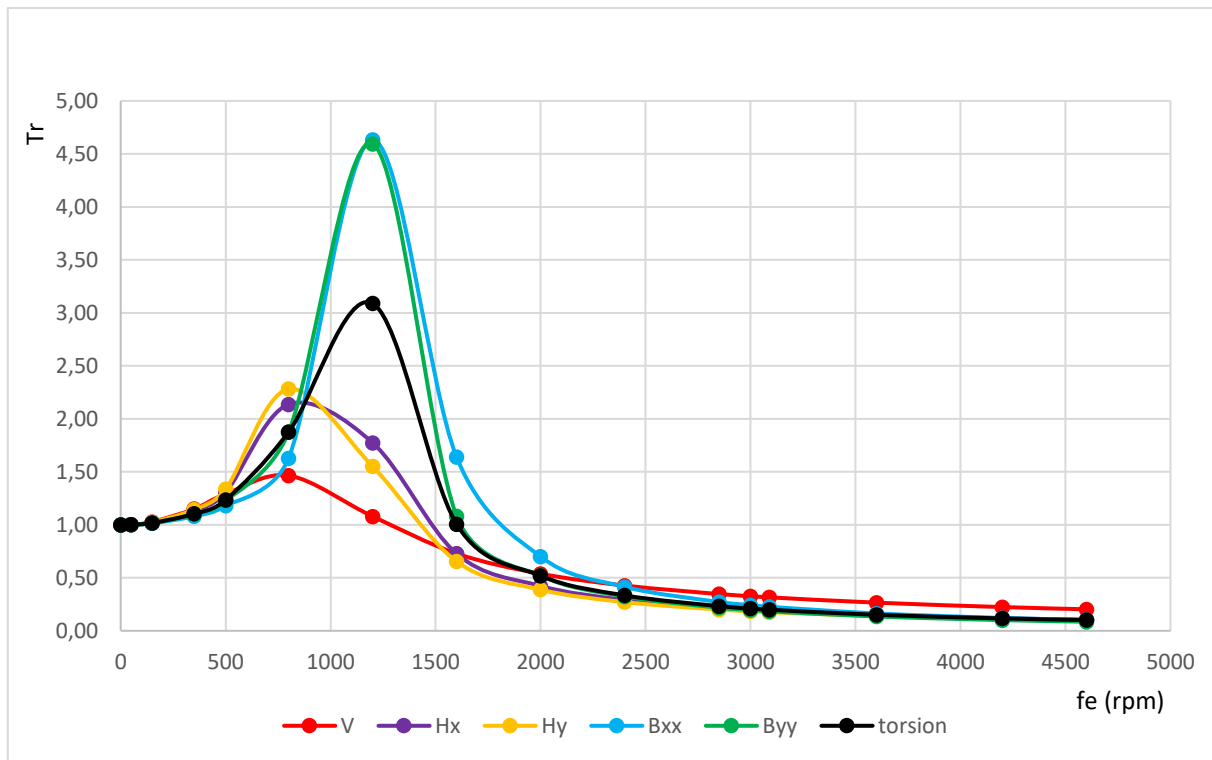


Figure V.6 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 2^{ème} modèle.

V.2.2.7. Calcul et vérification des déplacements :

V.2.2.7.1. Déplacement statique :

Tableau V.20 : Valeurs de déplacement statique de la fondation (2^{ème} modèle).

P_z^s (N)	K_z^s (N/m)	M_y^s (N.m)	K_{yy}^s (N/m)	L (m)	A_j^s (rad)	A_i^s (mm)	A_T^s (mm)
$1,68 \cdot 10^7$	$2,27 \cdot 10^{10}$	$4,67 \cdot 10^6$	$4,3 \cdot 10^{12}$	17,64	$1,09 \cdot 10^{-6}$	0,74	0,76

❖ Remarque :

Dans ce modèle, la rigidité dynamique est égale à la rigidité statique calculée dans le premier modèle multiplié par le coefficient de rigidité. Par conséquent, les déplacements statiques restent les mêmes avec ceux de modèle de Richart-Whitman (1967).

V.2.2.7.2. Déplacement dynamique :

Tableau V.21 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (2^{ème} modèle).

Degrés de liberté	P^d (N)	M (N.m)	K^d (N/m)	A_i^d (mm)	A_j^d (rad)
Translation suivant l'axe Z	114620	/	$1,53 \cdot 10^{10}$	$7,06 \cdot 10^{-4}$	/
Translation suivant l'axe X	0	/	$1,93 \cdot 10^{10}$	0	/

Translation suivant l'axe Y	114620	/	$1,78 \cdot 10^{10}$	$7,48 \cdot 10^{-4}$	/
Balancement autour de l'axe X	/	375282	$1,65 \cdot 10^{11}$	/	$4,98 \cdot 10^{-7}$
Balancement autour de l'axe Y	/	117344	$2,2 \cdot 10^{12}$	/	$9,24 \cdot 10^{-9}$
Torsion autour de l'axe Z	/	117344	$2,08 \cdot 10^{12}$	/	$9,33 \cdot 10^{-9}$

Donc le déplacement dynamique total est :

$$A_T^d = 2,17 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

❖ **Déplacement dynamique admissible pour la machine :**

$$A_{peak\ to\ peak}^d = 2 \cdot A_T^d = 4,34 \cdot 10^{-3} \text{ mm} = 4,34 \text{ } \mu\text{m}$$

$$f_e = 3000 \text{ rpm}$$

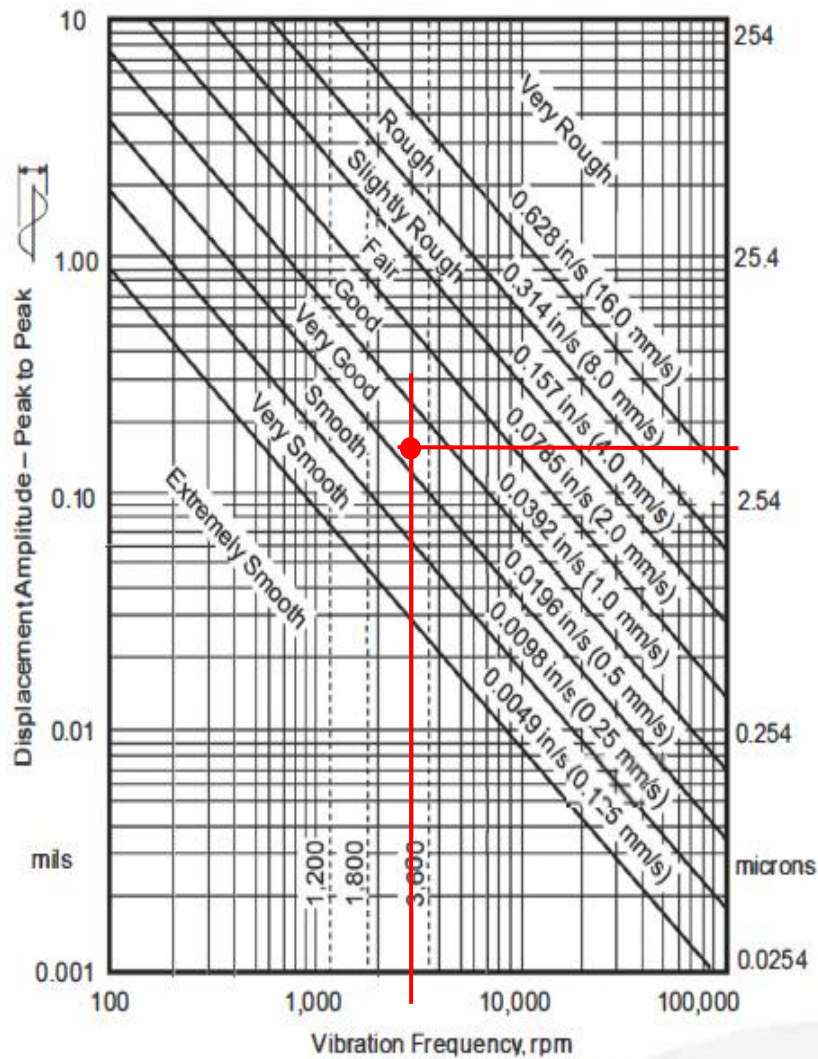


Figure V.7 : Abaque de la sévérité des vibrations sur les machines en générale Baxter et Bernhard (1967) (2^{ème} modèle).

Il est clairement visible que le déplacement dynamique vertical total calculé est inférieur au déplacement admissible déterminé auparavant dans l'équation (V.4), ainsi que son amplitude n'influe pas sur le fonctionnement des équipements de la machine.

❖ **Limites physiologiques :**

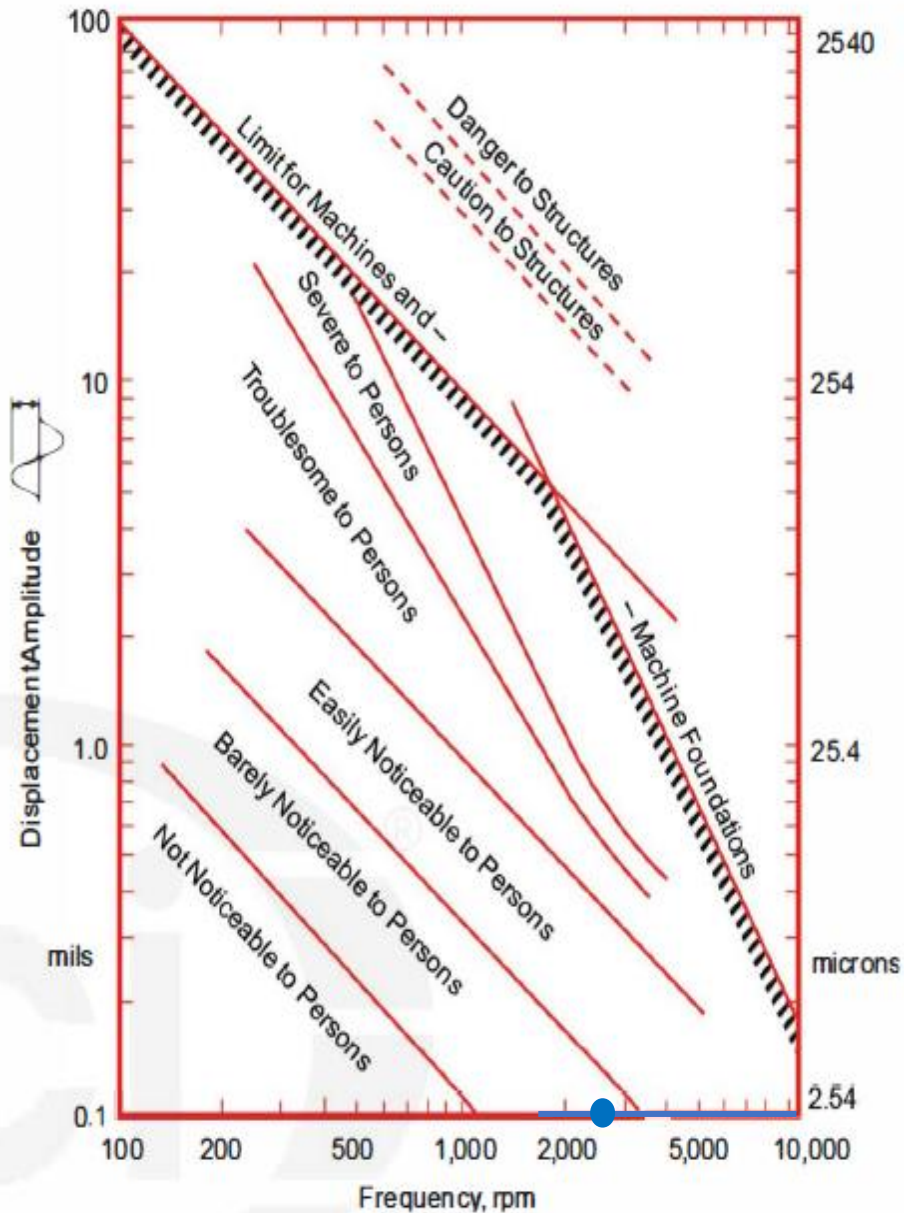


Figure V.8 : Abaque de Reihel-Meister pour la sensibilité humaine Richart et al (1970) (2^{ème} modèle).

Nous prenons note que les vibrations générées par la machine ne dérangent pas les travailleurs qui se trouvent à proximité.

V.2.3. Modèle de KAUSEL (1988) :

V.2.3.1. Calcul de la rigidité statique :

Les résultats des rigidités statiques de la fondation superficielle et enterrée pour chaque mode de vibration sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Valeurs de la rigidité statique du système (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	Coefficient d'enterrement η	Rigidité statique non enterrée K^s (N/m)	Rigidité statique enterrée K^s (N/m)
Translation suivant l'axe Z	1,26	$2,15.10^{10}$	$2,7.10^{10}$
Translation suivant l'axe X	1,45	$1,53.10^{10}$	$2,23.10^{10}$
Translation suivant l'axe Y	1,45	$1,80.10^{10}$	$2,62.10^{10}$
Balancement autour de l'axe X	2,05	$2,26.10^{11}$	$4,64.10^{11}$
Balancement autour de l'axe Y	1,88	$3,60.10^{12}$	$6,76.10^{12}$
Torsion autour de l'axe Z	2,33	$3,05.10^{12}$	$7,1.10^{12}$

V.2.3.2. Calcul de la rigidité dynamique :

Les résultats des rigidités dynamiques K^d et des coefficients d'amortissements visqueux C de chaque mode de vibration sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Valeurs de la rigidité dynamique et de coef d'amortissement du système (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	a_0	a_n	k	La rigidité dynamique K^d (N/m)	Le coefficient d'amortissement C (N.s/m)
Translation suivant l'axe Z	1,69	0,54	0,64	$1,73.10^{10}$	$1,40.10^8$
Translation suivant l'axe X	1,69	0,61	1	$2,23.10^{10}$	$1,15.10^8$
Translation suivant l'axe Y	1,69	0,67	1	$2,62.10^{10}$	$1,66.10^8$
Balancement autour de l'axe X	1,69	0,91	0,57	$2,65.10^{11}$	$9,21.10^8$
Balancement autour de l'axe Y	1,69	0,84	0,55	$3,69.10^{12}$	$2,32.10^{10}$
Torsion autour de l'axe Z	1,69	1,03	0,76	$5,43.10^{12}$	$2,83.10^{10}$

V.2.3.3. Calcul de l'amortissement radiatif :

Tableau V.24 : Valeurs de l'amortissement radiatif (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	ξ^r
Translation suivant l'axe Z	1,24
Translation suivant l'axe X	0,78
Translation suivant l'axe Y	0,96
Balancement autour de l'axe X	0,52
Balancement autour de l'axe Y	0,96
Torsion autour de l'axe Z	0,79

V.2.3.4. Calcul de l'amortissement total :

Tableau V.25 : Valeurs d'amortissement total du système (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	$\xi_T = \xi^m + \xi^r$
Translation suivant l'axe Z	1,27
Translation suivant l'axe X	0,81
Translation suivant l'axe Y	0,99
Balancement autour de l'axe X	0,55
Balancement autour de l'axe Y	0,99
Torsion autour de l'axe Z	0,82

V.2.3.4.1. Ajustements des valeurs théoriques d'amortissement total selon l'ACI :

Tableau V.26 : Valeurs de l'amortissement total après l'ajustement selon EPRI (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	ξ_{EPRI}
Translation suivant l'axe Z	0,50
Translation suivant l'axe X	0,20
Translation suivant l'axe Y	0,20
Balancement autour de l'axe X	0,10
Balancement autour de l'axe Y	0,10
Torsion autour de l'axe Z	0,15

V.2.3.5. Calcul des fréquences propres et de résonances de l'ensemble (S-F-M) :

Les fréquences propres et de résonances pour chaque mode de vibration du système sol-fondation-machine sont définies dans le tableau suivant, sachant que l'excitation est harmonique constante :

Tableau V.27 : Valeurs de fréquence naturelle et de résonance du système (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	La fréquence propre f_n (rpm)	La fréquence de résonance f_r (rpm)
Translation suivant l'axe Z	958	678
Translation suivant l'axe X	1088	1044
Translation suivant l'axe Y	1180	1132
Balancement autour de l'axe X	1616	1600
Balancement autour de l'axe Y	1495	1480
Torsion autour de l'axe Z	1833	1791

V.2.3.5.1. Vérification du phénomène de résonance :

Le tableau ci-dessous montre le rapport entre les fréquences propres de vibration du système sol-fondation-machine et celle de fonctionnement de la machine ($f_e = 3000 \text{ rpm}$).

Tableau V.28 : Valeurs de rapport des fréquences (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	f_e/f_n
Translation suivant l'axe Z	3,13
Translation suivant l'axe X	2,76
Translation suivant l'axe Y	2,54
Balancement autour de l'axe X	1,86
Balancement autour de l'axe Y	2,01
Torsion autour de l'axe Z	1,64

D'après les résultats obtenus précédemment, nous concluons que le ratio entre les fréquences propres du système sol-fondation-machine et celle de fonctionnement de la machine reste supérieur à 1,2 pour tous les modes de vibration. Par conséquent le phénomène de résonance n'aura pas lieu.

V.2.3.6. Calcul de la fonction d'amplification et de transmissibilité :

Tableau V.29 : Valeurs de la fonction d'amplification de transmissibilité (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	R_d	TR
Translation suivant l'axe Z	0,11	0,35
Translation suivant l'axe X	0,15	0,22
Translation suivant l'axe Y	0,18	0,26
Balancement autour de l'axe X	0,40	0,43
Balancement autour de l'axe Y	0,33	0,35
Torsion autour de l'axe Z	0,57	0,64

Les deux représentations graphiques suivantes montrent la variation des facteurs d'amplification R^d et de transmissibilité TR en fonction de la fréquence d'excitation.

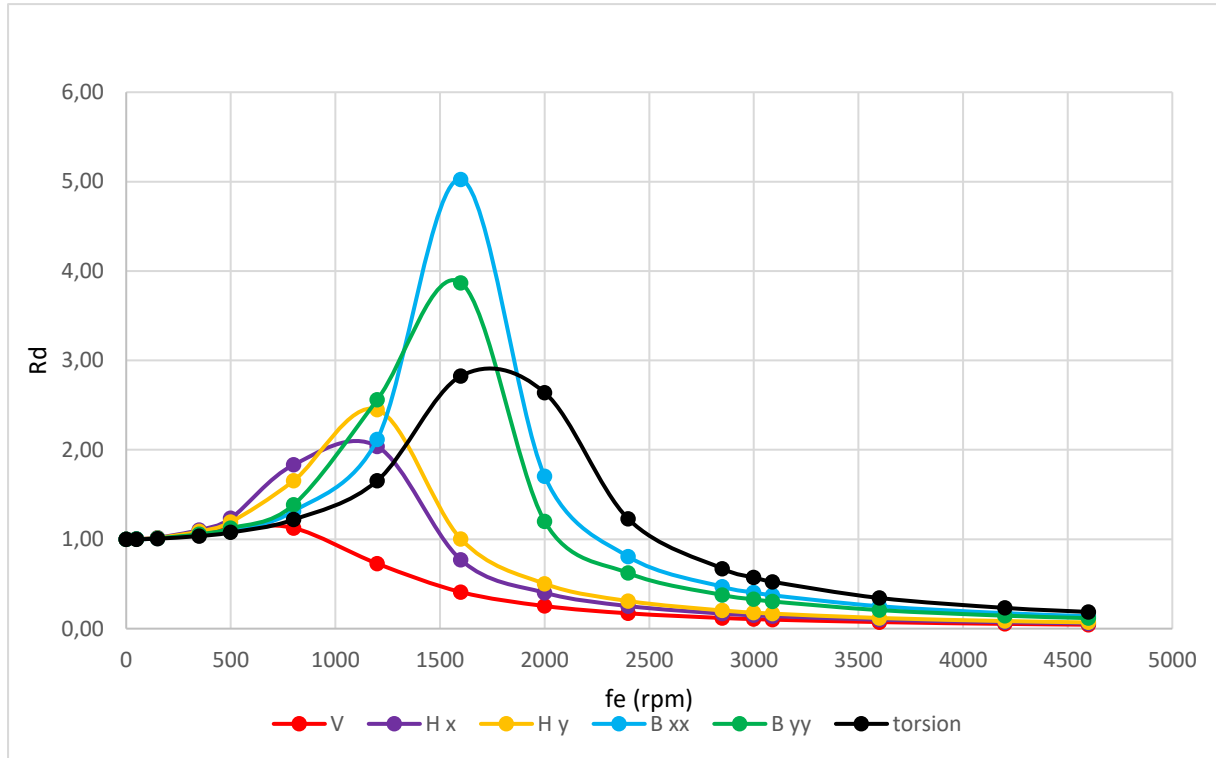


Figure V.9 : Courbes de la fonction d'amplification de 3^{ème} modèle.

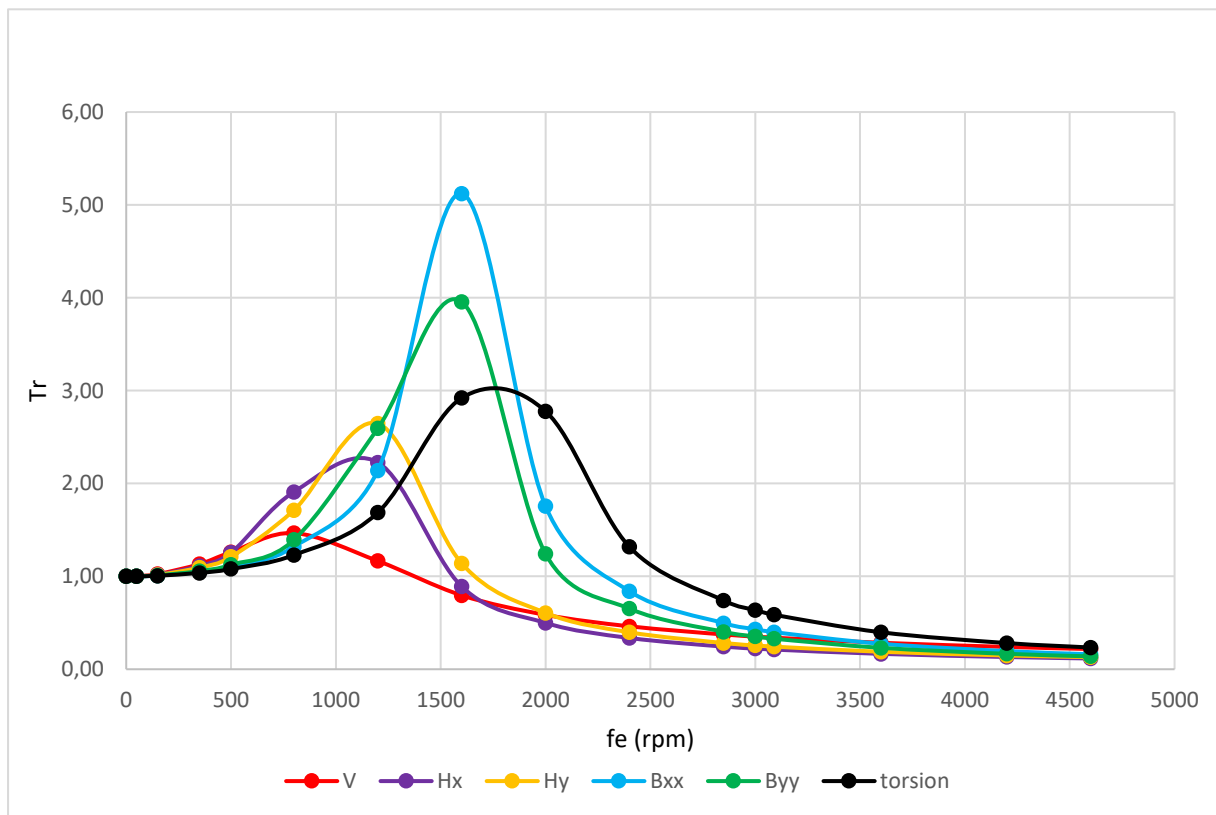


Figure V.10 : Courbes de la fonction de transmissibilité de 3^{ème} modèle.

V.2.3.7. Calcul et vérification des déplacements :

V.2.3.7.1. Déplacement statique :

Tableau V.30 : Valeurs de déplacement statique de la fondation (3^{ème} modèle).

P_z^s (N)	K_z^s (N/m)	M_y^s (N.m)	K_{yy}^s (N/m)	L (m)	A_j^s (rad)	A_i^s (mm)	A_T^s (mm)
$1,68.10^7$	$2,7.10^{10}$	$4,67.10^6$	$6,76.10^{12}$	17,64	$6,91.10^{-7}$	0,62	0,64

V.2.3.7.2. Déplacement dynamique :

Tableau V.31 : Valeurs de déplacement dynamique de la fondation (3^{ème} modèle).

Degrés de liberté	P^d (N)	M (N.m)	K^d (N/m)	A_i^d (mm)	A_j^d (rad)
Translation suivant l'axe Z	114620	/	$1,73.10^{10}$	$7,10.10^{-4}$	/
Translation suivant l'axe X	0	/	$2,23.10^{10}$	0	/
Translation suivant l'axe Y	114620	/	$2,62.10^{10}$	$7,87.10^{-4}$	/
Balancement autour de l'axe X	/	375282	$2,65.10^{11}$	/	$5,72.10^{-7}$
Balancement autour de l'axe Y	/	117344	$3,69.10^{12}$	/	$1,04.10^{-8}$
Torsion autour de l'axe Z	/	117344	$5,43.10^{12}$	/	$1,24.10^{-8}$

Donc le déplacement dynamique total est :

$$A_T^d = 2,39 . 10^{-3} mm$$

❖ **Déplacement dynamique admissible de la machine :**

$$A_{peak\ to\ peak}^d = 2 . A_T^d = 4,78 . 10^{-3} mm = 4,78 \mu m$$

$$f_e = 3000 rpm$$

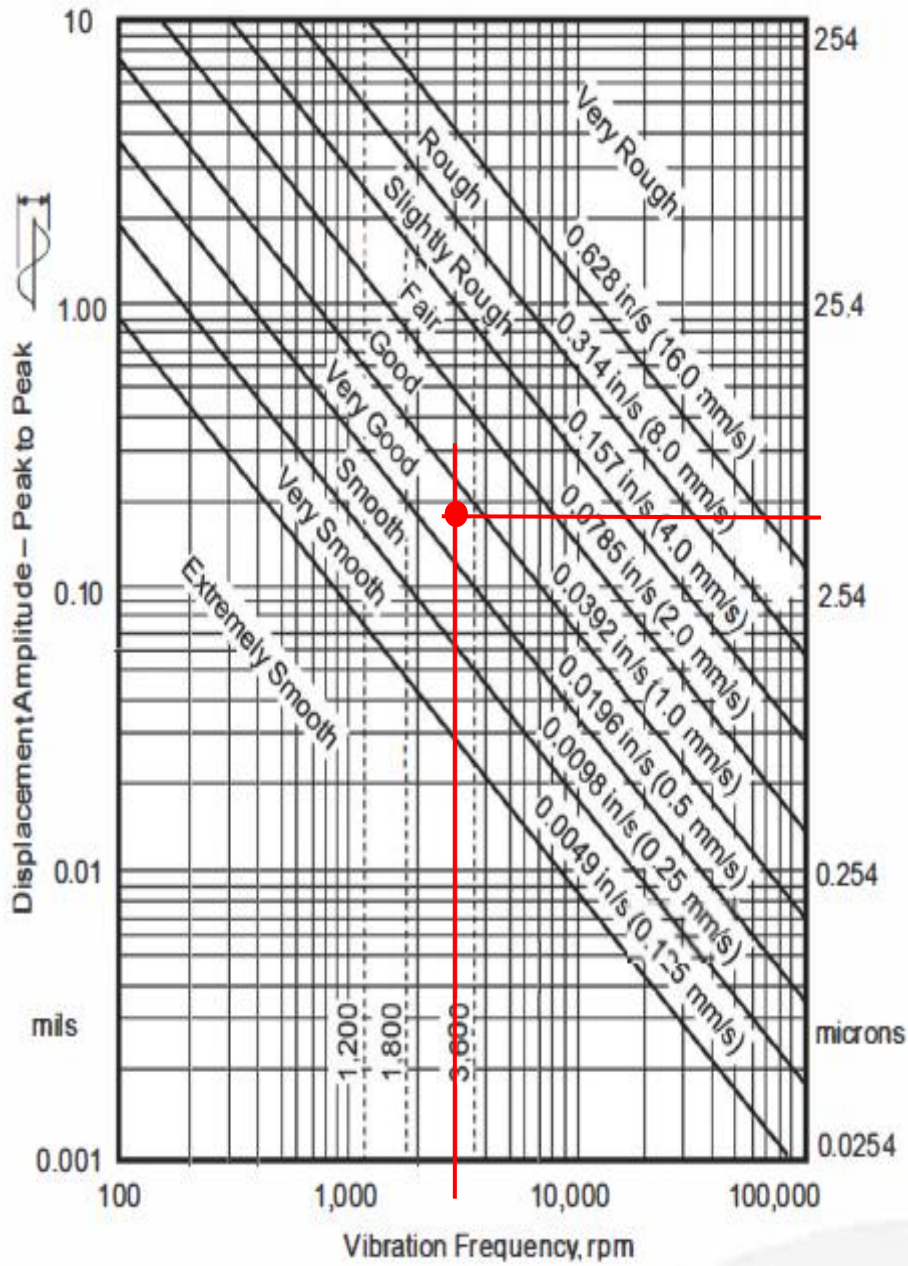


Figure V.11 : Abaque de la sévérité des vibrations sur les machines en générale Baxter et Bernhard (1967) (3^{ème} modèle).

Nous constatons que le déplacement dynamique vertical total calculé est inférieur au déplacement admissible déterminé auparavant dans l'équation (V.4), ainsi que son amplitude n'entrave pas le fonctionnement de la machine.

V.2.3.7.1.2. Limites physiologiques :

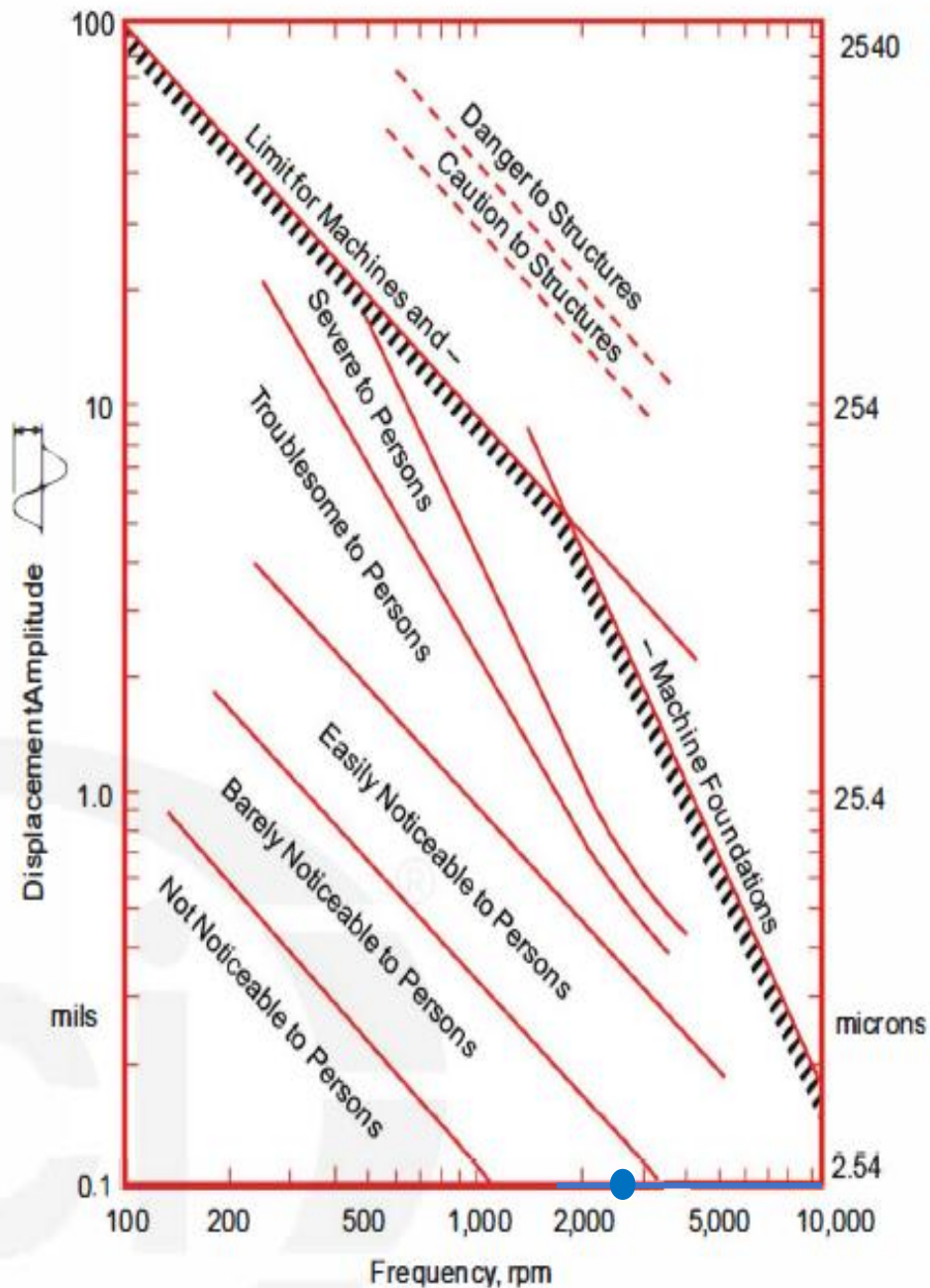


Figure V.12 : Abaque de Reiher-Meister pour la sensibilité humaine Richart et al (1970) (3^{ème} modèle).

Nous remarquons que les vibrations générées par la machine ne dérangent pas les travailleurs qui se trouvent à proximité.

V.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

La vérification des contraintes est considérée comme une étape fondamentale dans le calcul et la conception des fondations. Il s'agit de la force de contact par unité de surface entre le fond de la fondation et le sol sous-jacent.

V.3.1. Répartition des contraintes :

Les contraintes ne sont pas nécessairement réparties uniformément sous la fondation. Des études analytiques et des mesures sur le terrain (Schultze, 1961, Dempsey et Li, 1989, et autres) indiquent que la distribution réelle dépend de plusieurs facteurs, y compris les suivants :

- ✓ L'excentricité de la charge appliquée.
- ✓ L'amplitude du moment appliqué sur la fondation.
- ✓ La rigidité de la fondation.
- ✓ Les propriétés contrainte-déformation du sol.
- ✓ La rugosité de l'interface sol-fondation.

La figure suivante montre la répartition des contraintes le long de la base des fondations superficielles flexibles et rigides soumises à des charges verticales concentrées. Les fondations parfaitement flexibles se plient autant que possible pour garder la répartition uniforme (figure (V.13 (a) et (b))), tandis que les fondations parfaitement rigides se tassent uniformément mais présentent une répartition non uniforme des contraintes (figure (V.13 (c) et (d))).

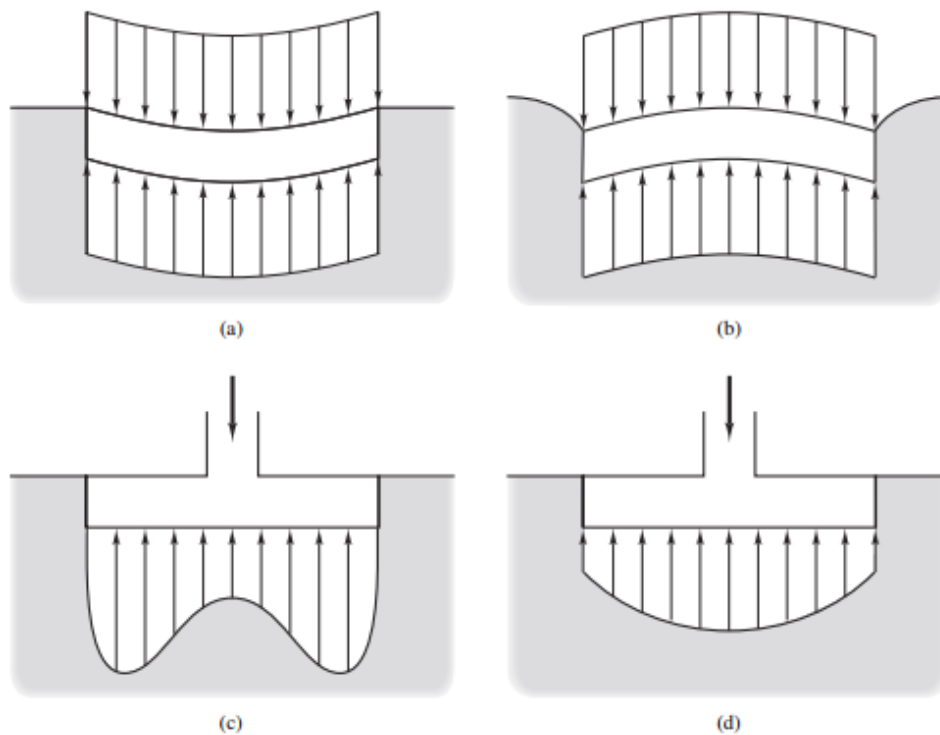


Figure V.13 : Répartition des contraintes sous les fondations flexibles et rigides.

V.3.2. Calcul des contraintes :

Les contraintes sous une fondation peu profonde seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{P + W_f}{S} - U \tag{V.6}$$

Où :

- σ : Contrainte de la fondation.
- P : Charge verticale appliquée.
- W_f : Poids de la fondation.
- S : Surface de contact sol-fondation.
- U : Pression interstitielle sous la fondation.

V.3.2.1. Fondations avec des moments ou des charges excentrées :

Souvent les fondations vibrantes soumises à des charges excentrées et aux moments de déséquilibre. En supposant une variation linéaire des contraintes sous la fondation Figure (V.14), l'excentricité de la résultante (e) est donnée par :

$$e = \frac{P \cdot e_B}{P + W_f} \tag{V.7}$$

Où :

- e : Excentricité de la charge totale.
- e_B : Excentricité de la charge verticale appliquée dans le sens B.

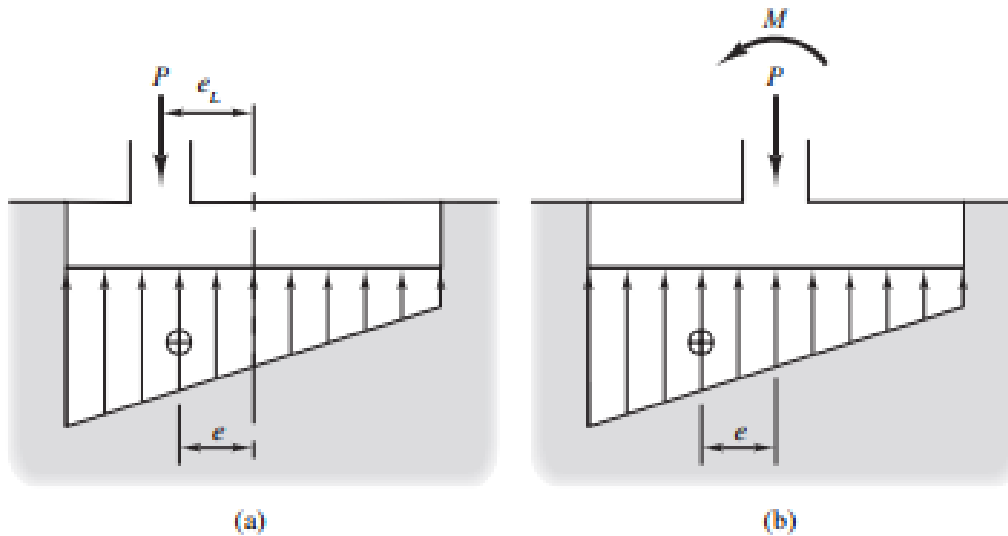


Figure V.14 : Fondation soumise à un moment ou une charge excentrée.

Une autre condition similaire se produit lorsque des moments sont appliqués sur la fondation, comme il est illustré dans la Figure (V.14 (b)).

$$e = \frac{M}{P + W_f} \quad (V.8)$$

Où M est le moment appliqué sur la fondation.

V.3.2.2. Fondation avec une charge excentrée dans un seul sens :

Si la charge excentrée se produit uniquement dans la direction B, alors la répartition des contraintes est comme indiquée sur la Figure (V.15).

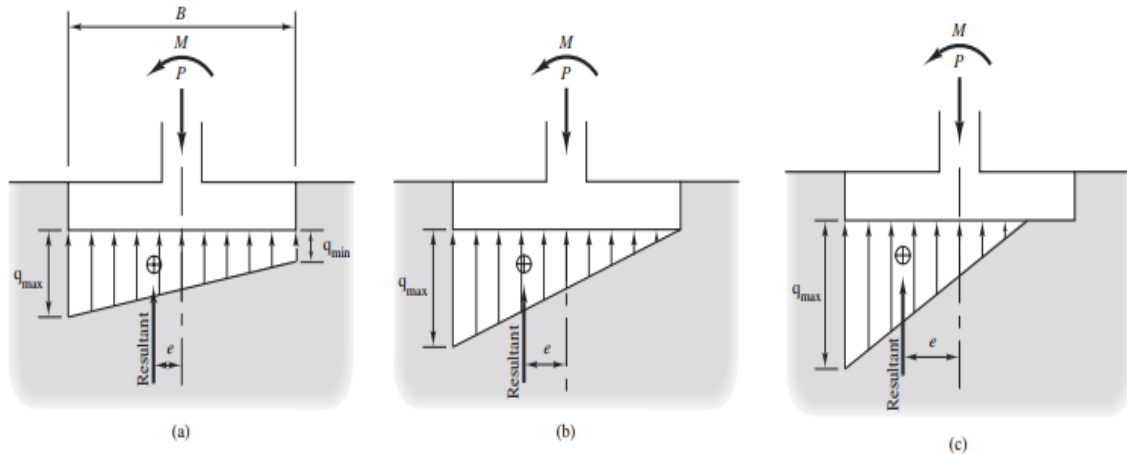


Figure V.15 : Répartition des contraintes sous la fondation dans le sens B.

Si $e < B/6$, la répartition des contraintes est trapézoïdale (figure V.15 (a)), ainsi la résultante agit au tiers central et les expressions de la contrainte minimale et maximale sont données comme suit :

$$\sigma_{min} = \left(\frac{P + W_f}{S} - U \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (V.9)$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{P + W_f}{S} - U \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (V.10)$$

σ_{min} : Contrainte minimale de la fondation.

σ_{max} : Contrainte maximale de la fondation.

B : La largeur de la fondation.

Si $e = B/6$, c'est-à-dire que la force résultante agit au tiers central de la fondation, alors $\sigma_{min} = 0$ et la distribution des contraintes est triangulaire (figure V.15 (b)).

Si $e > B/6$, la force résultante agit à l'extérieur du tiers central de la fondation Figure (V.15 (c)). Théoriquement, il y aura une tension d'un côté de la semelle, mais comme le sol est très sensible à la traction, ce côté de la semelle perdra tout contact avec le sol. De plus, la

contrainte élevée du côté opposé peut provoquer un tassement important à cet endroit. Le comportement réel est le soulèvement de la fondation, ce qui n'est pas souhaitable.

V.3.2.3. La section réduite :

Lorsque nous avons une fondation avec une charge excentrée, il est pratique, pour des raisons de calcul, de déterminer les dimensions de la section réduite.

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

V.3.3. Application :

V.3.3.1. Calcul du barycentre des charges statiques :

Tableau V.32 : Coordonnées de la machine.

La machine	X_g	Y_g	Z_g	m (Kg)	P (KN)
T. à gaz (aux)	-14,07	0	1,63	69346	680,28
T. à gaz	-2,29	0	2,76	217635	20135
T. à gaz (èchap)	1,56	0	2,97	20051	196,7
Générateur	8,80	0	2,97	195000	1912,95
Σ	/				4924,93

Tableau V.33 : Valeurs du barycentre de la machine.

$X(m)$	$Y(m)$	$Z(m)$
0,54	0	2,69

V.3.3.2. Calcul de l'excentricité de la charge totale :

$$e = \frac{4924,93 \cdot 0,54}{4924,93 + 11889,69} = 0,16 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 5,81 \text{ m}$$

Donc la force résultante est dans le tiers centrale de la fondation.

V.3.3.3. Calcul de la contrainte maximale et minimale :

$$\sigma_{max}^s = \frac{P_z^s}{S} + \frac{M_x^s}{I_{xx}} y_{max} + \frac{M_y^s}{I_{yy}} x_{max} \tag{V.11}$$

$$\sigma_{max}^d = TR_z \frac{P_z^d}{S} + TR_{xx} \frac{M_x^d}{I_{xx}} y_{max} + TR_{yy} \frac{M_y^d}{I_{yy}} x_{max} \tag{V.12}$$

Avec : $M_x^s = P_z^s \cdot (Y_g - Y_0)$ et $M_y^s = P_z^s \cdot (X_g - X_0)$

σ_{max}^s : Contrainte maximale statique.

σ_{max}^d : Contrainte maximale dynamique.

σ_{max}^T : Contrainte maximale totale ($\sigma_{max}^d + \sigma_{max}^s$)

P_z^s : Poids de l'ensemble machine – fondation.

$I_{xx,yy}$: Moments d'inertie flexionnels.

P_z^d : Résultante des charges verticales dynamiques.

$M_{x/y}^s$: Moments dus aux chargements statiques.

$M_{x/y}^d$: Moments dus aux chargements dynamiques.

T_z : Fonction de transmissibilité du mode vertical.

$T_{xx,yy}$: Fonction de transmissibilité des modes de balancement autour des axes X et Y.

Tableau V.34 : Valeurs des charges et des moments statiques et dynamiques.

S (m ²)	P_z^s (N)	x_{max} (m)	y_{max} (m)	M_x^s (N.m)	M_y^s (N.m)	P_z^d (N)	M_x^d (N.m)	M_y^d (N.m)
183,02	$1,68 \cdot 10^7$	17,64	2,62	0	$1,80 \cdot 10^7$	$1,15 \cdot 10^5$	$3,75 \cdot 10^5$	$1,17 \cdot 10^5$

Tableau V.35 : Valeurs des contraintes maximales (1^{er} modèle).

σ_{max}^s (Kpa)	σ_{max}^d (Kpa)	σ_{max}^T (Kpa)
111,16	1,40	112,56

Tableau V.36 : Valeurs des contraintes maximales (2^{eme} modèle).

σ_{max}^s (Kpa)	σ_{max}^d (Kpa)	σ_{max}^T (Kpa)
111,16	0,77	111,93

Tableau V.37 : Valeurs des contraintes maximales (3^{eme} modèle).

σ_{max}^s (Kpa)	σ_{max}^d (Kpa)	σ_{max}^T (Kpa)
111,16	1,22	112,38

Nous prenons note que les principaux résultats de la contrainte maximale totale donnés dans le tableau (V.37), tableau (V.38), tableau (V.39) sont inférieure à la contrainte admissible exigée par le rapport géotechnique qui est égale à 200 KPa.

V.4. EFFET DE L'ENTERREMENT SUR LA FONDATION :

L'objectif de cette partie est d'étudier l'effet de l'enterrement sur les valeurs de la rigidité, de l'amortissement, et des fréquences propres, ainsi que les déplacements de la fondation, afin de les comparer aux valeurs obtenues dans une fondation superficielle.

Le calcul se fait par les formules proposées dans le troisième modèle, Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

Tableau V.38 : Valeurs de quelques paramètres sans et avec l'enterrement de la fondation.

Degrés de liberté	État	a_n	K^d (N/m)	f_n	ξ^r	A^d (μm)	A^s (mm)
Translation suivant l'axe Z	Enterrée	0,54	$1,73.10^{10}$	958	1,24	0,71	0,62
	Non enterrée	0,48	$1,37.10^{10}$	854	0,92	0,70	0,79
Translation suivant l'axe X	Enterrée	0,61	$2,23.10^{10}$	1088	0,78	0	/
	Non enterrée	0,51	$1,53.10^{10}$	902	0,44	0	/
Translation suivant l'axe Y	Enterrée	0,67	$2,62.10^{10}$	1180	0,96	0,787	/
	Non enterrée	0,55	$1,80.10^{10}$	979	0,41	0,749	/
Balancement autour de l'axe X	Enterrée	0,91	$2,65.10^{11}$	1616	0,52	/	/
	Non enterrée	0,64	$1,29.10^{11}$	1128	0,17	/	/
Balancement autour de l'axe Y	Enterrée	0,84	$3,69.10^{12}$	1495	0,96	/	/
	Non enterrée	0,62	$1,97.10^{12}$	1091	0,79	/	/
Torsion autour de l'axe Z	Enterrée	1,03	$5,43.10^{12}$	1833	0,79	/	/
	Non enterrée	0,68	$2,33.10^{12}$	1201	0,38	/	/

A mesure que les machines conçues devenaient de plus en plus lourdes et avaient des fréquences de fonctionnement de plus en plus élevées, les fondations devenaient aussi plus massives, et on s'est rendu compte que lorsqu'une fondation est construite sous le niveau du sol, le sol environnant dans lequel elle est enterrée joue un rôle important sur la réponse globale de la fondation et doit également être soigneusement évalué, et d'après les résultats précédents, on conclut que l'enterrement :

- Augmente la fréquence naturelle de la fondation.
- Réduit l'amplitude globale de la fondation.
- Augmente la rigidité du sol.
- Augmente l'amortissement du sol.

V.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a fait une petite synthèse sur le calcul des rigidités statiques et dynamiques en utilisant les différentes formules proposées par Whitman, Veletsos et Kausel, et puis nous avons déterminé les fréquences propres du système sol-fondation-machine. La comparaison de ces fréquences avec celle de fonctionnement de la machine, nous a montré que le phénomène de résonance n'aura pas lieu dans les trois méthodes de calcul. À ce niveau, on prend comme référence le modèle de Kausel, car il a pris en compte la fréquence d'excitation, et ses formules ont été obtenues par une approche numérique, ce qui rend son modèle plus fiable et proche des résultats réels. D'autre part, nous avons remarqué que le modèle de Whitman reste le plus proche au modèle de Kausel surtout pour les modes de balancement.

Cependant, nous avons calculé les vibrations dynamiques induites par la rotation des machines. Pour les résultats obtenus dans les trois approches, nous concluons que ces déplacements vérifient le critère de fonctionnement normal de la machine, et ne gêneront pas les travailleurs qui se trouvent à proximité.

De plus, nous avons déterminé les contraintes maximales dues au poids propre du système fondation-machine et aux charges dynamiques, et nous avons constaté que ces contraintes sont inférieures à la contrainte admissible.

CHAPITRE VI

ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES FONDATAIONS VIBRANTES

VI.1. INTRODUCTION :

La réponse du sol dépend à la fois de ces propriétés mécaniques et de la nature du chargement appliqué. De nombreux problèmes d'ingénierie géotechnique sont associés à la charge dynamique et cyclique, notamment les charges induites par les vibrations des machines industriels sur les fondations et le chargement sismique. Ce type de chargement est fortement contrôlé par les propriétés mécaniques du sol, qui comprennent essentiellement le module de cisaillement G , la vitesse des ondes de cisaillement V_s , l'amortissement interne ξ^m , le coefficient de poisson ν et la densité ρ . Parmi ces paramètres, G et ξ^m sont les plus importants avec lesquels on caractérise le comportement dynamique.

En se basant sur plusieurs études, des procédures et des tests au laboratoire et in-situ, des corrélations ont été évaluées au cours de ces dernières années, pour l'estimation du module de cisaillement, l'amortissement et le coefficient de Poisson. Les travaux les plus remarquables dans l'établissement de la corrélation théorique ont été faits par Hardin, Drnevich, Richart, Graine, Idriss et Wichtmann et Triantafyllidis. Les expressions suggérées ont été utilisées par de nombreux ingénieurs. Dans le présent chapitre, nous présentons certaines de ces expressions.

VI.2. MODELISATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOL :

VI.2.1. Lois de corrélation pour la détermination de G et ξ^m :

Le travail le plus remarquable dans l'établissement des lois de corrélation pour l'évaluation des propriétés dynamiques des sols a été fait par Hardin, Drnevich, Richart Seed et Idriss.

Les expressions proposées par ces derniers ont été utilisées fructueusement dans de nombreux projet réel par les ingénieurs.

VI.2.1.1. Estimation du module de cisaillement maximal pour les sols sableux :

VI.2.1.1.1. Formule de Hardin et Black (1968) :

Le module de cisaillement des sables de faibles amplitudes de vibration est donné par les relations suivantes Hardin et Black (1968) :

❖ Pour les grains de sol ronds en Kpa :

$$G_{max} = \frac{6908(2,17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0} \quad (VI. 1)$$

❖ Pour les grains de sol anguleux Kpa :

$$G_{max} = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0} \quad (VI. 2)$$

e : Indice des vides.

G_{max} : Module de cisaillement maximal de sol pour des amplitudes très faibles des déformations ($\cong 10^{-4}\%$).

σ'_0 : Contrainte effective de confinement.

$$\sigma'_0 = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (\text{VI. 3})$$

$\sigma'_1 = \sigma'_v = \rho_{sol}gz$: Contrainte effective verticale.

ρ_{sol} : Masse volumique du sol.

g : Accélération gravitationnelle.

z : Profondeur de la couche du sol.

$\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0\sigma'_v$: Contrainte effective horizontale σ_H .

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

φ' : Angle de frottement entre les grains du sol.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{VI. 4})$$

D'où la contrainte effective de confinement est :

$$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_v}{3}(3 - 2\sin\varphi') \quad \text{ou} \quad \sigma'_0 = \frac{\sigma'_v}{3}(1 + 2K_0) \quad (\text{VI. 5})$$

VI.2.1.1.2. Formule de Seed et Idriss (1970) :

Seed et Idriss (1970) se sont référés à la densité relative de sable qui peut être quantifiée par l'essai SPT (essai du pénétromètre dynamique) pour écrire la formule du module de cisaillement maximal comme suit :

$$G_{max} = 218,8 K_{2max}\sqrt{\sigma'_0} \quad (\text{VI. 6})$$

K_{2max} : est une fonction de la densité relative du sable estimée par l'essai de SPT, et donnée par l'expression suivante :

$$K_{2max} = 0,6 D_r + 16 \quad (\text{VI. 7})$$

D_r : Densité relative.

$$D_r = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} \quad (\text{VI. 8})$$

e_{max} et e_{min} : Indices des vides maximal et minimal respectivement.

La relation entre la valeur du SPT et la densité relative est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Propriété de sol avec les valeurs du SPT (Chowdhury et Dasgupta 2009).

Valeur du SPT	Compacité	Densité relative D_r (%)	Angle de frottement (°)
0-4	Très lâche	0-15	<28
4-10	Lâche	15-35	28-30
10-30	Moyenne	35-65	30-36
30-50	Dense	65-80	36-41
>50	Très dense	>85	>41

Tableau VI.2 : Valeurs de K_{2max} en fonction de la densité relative (Seed et Idriss 1970).

Densité relative (%)	K_{2max}
90	70
75	61
60	52
45	43
40	40
30	34

VI.2.1.1.3. Formule de Ohsaki et Iwasaki (1973) :

Ils ont donné la corrélation de module de cisaillement maximal, en relation directe avec le SPT.

$$G_{max} = 12000 \cdot N^{0,8} \tag{VI. 9}$$

N : Valeur de SPT sur site après correction.

VI.2.1.2. Estimation du module de cisaillement maximal pour les sols argileux :

Le module de cisaillement G des argiles peut être exprimé sous une forme modifiée de l'équation suivante Hardin and Drnevich (1972) :

$$G_{max} = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^K \sqrt{\sigma_0} \tag{VI. 10}$$

OCR : Indice de sur-consolidation du sol.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_v} = \frac{\text{contrainte de preconsolidation verticale}}{\text{contrainte effective verticale}} \quad (\text{VI. 11})$$

K : Constante qui est en fonction de l'indice de plasticité.

$$K = -5 \times 10^{-8}(IP)^3 - 4 \times 10^{-5}(IP)^2 + 92 \times 10^{-4}(IP) + 25 \times 10^{-4} \quad (\text{VI. 12})$$

Pour les argiles normalement consolidées, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est donné par les formules suivantes (Booker and Ireland, 1965).

$$\begin{cases} K_0 = 0,4 + 0,007(IP) & (0\% \leq IP \leq 40\%) \\ K_0 = 0,68 + 0,001(IP - 40) & (40\% \leq IP \leq 80\%) \end{cases} \quad (\text{VI. 13})$$

Pour un sol sur-consolidé, la pression des terres devient :

$$K_{0(\text{surconsolidé})} = OCR^{0,5} K_0 \quad (\text{VI. 14})$$

VI.2.1.3. Module de cisaillement pour les grandes déformations :

VI.2.1.3.1. Formule de Hardin et Drnevich (1972) :

Hardin et Drnevich (1972) décrit le module de cisaillement comme suit :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (\text{VI. 15})$$

a) Déformation de cisaillement de référence (γ_r) :

L'expression de la distorsion de référence est donnée comme suit :

$$\gamma_r(\%) = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \times 100 \quad (\text{VI. 16})$$

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale à la rupture.

Pour déterminer l'expression de la contrainte de cisaillement maximale, on utilise le cercle de Mohr pour l'état de contrainte (1835-1918).

Pour évaluer la rupture du sol notamment liée à la rupture par cisaillement ou par la liquéfaction des sables qui peuvent se produire sous un champ de contraintes complexe. Les ingénieurs doivent d'abord évaluer la condition des contraintes dans le sol, les propriétés du sol sous un chargement cyclique dépend de la condition des contraintes avant et pendant le chargement.

L'état de contrainte dans n'importe quel élément solide peut être décrit par la contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ agissant sur un plan particulièrement pesant par cet élément.

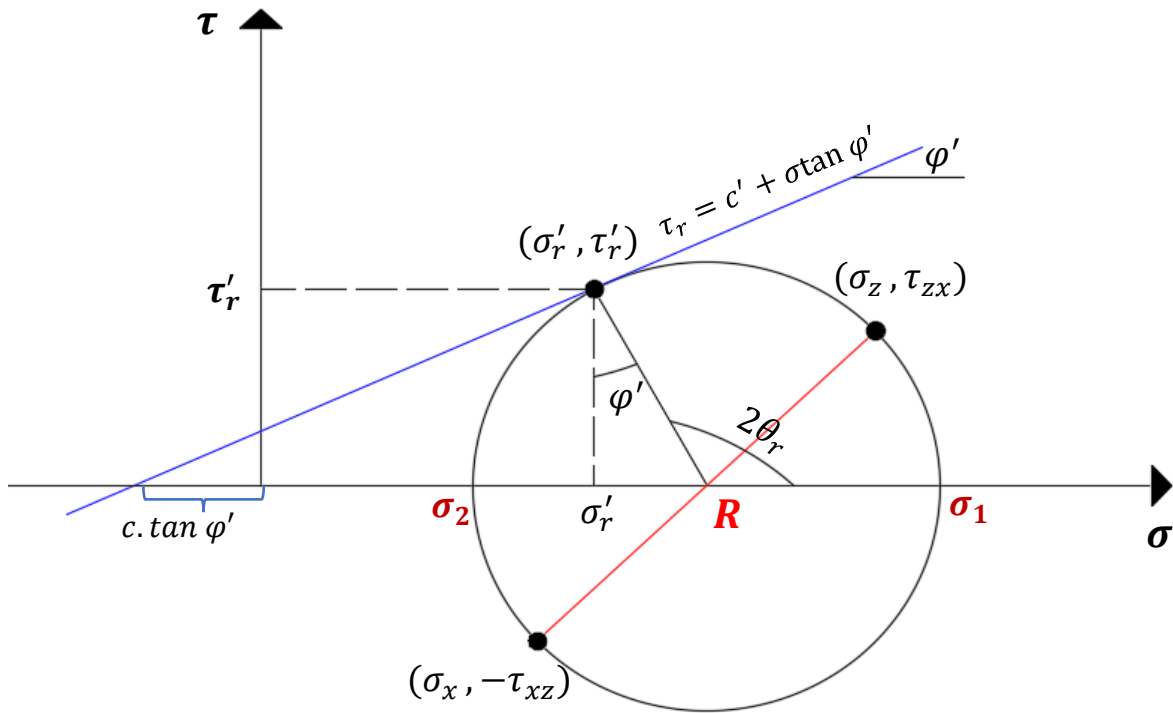


Figure VI.1 : Cercle de Mohr pour la détermination de τ_{max}

Les coordonnées de centre de gravité de cercle sont :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad \text{et} \quad \tau = 0$$

Le rayon de cercle de Mohr est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (\text{VI.17})$$

L'angle de rupture est égal :

$$2\theta_r = \frac{\pi}{2} + \varphi' \quad \Rightarrow \quad \theta_r = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$$

σ_1 : Contrainte normale maximale.

σ_2 : Contrainte normale minimale.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (\text{VI.18})$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (\text{VI.19})$$

Condition de calcul :

$$\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + c \cdot \tan \varphi'} = \sin \varphi'$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \varphi' + c \cdot \cos \varphi'$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi' + 2c \cdot \cos \varphi'$$

On remplace les contraintes principales σ_1 et σ_2 par σ_x et σ_z respectivement :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}$$

$$(\sigma_x + \sigma_z) \sin \varphi' + 2c \cdot \cos \varphi' = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}$$

$$((\sigma_x + \sigma_z) \sin \varphi' + 2c \cdot \cos \varphi')^2 = ((\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2)$$

$$4\tau_{xz}^2 = ((\sigma_x + \sigma_z) \sin \varphi' + 2c \cdot \cos \varphi')^2 - (\sigma_z - \sigma_x)^2$$

$$(\tau_{xz})_{max} = \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x + \sigma_z}{2}\right) \sin \varphi' + c \cdot \cos \varphi'\right)^2 - \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2}$$

$\sigma_z = \sigma'_v$: Contrainte effective verticale.

$\sigma_x = \sigma_H = K_0 \sigma'_v$: Contrainte horizontale.

$$(\tau_{xz})_{max} = \sqrt{\left(\left(\frac{1 + K_0}{2}\right) \sigma'_v \sin \varphi' + c \cdot \cos \varphi'\right)^2 - \left(\frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v\right)^2} \quad (\text{VI. 20})$$

Pour les sols incohérents on utilise l'expression suivante :

$c = 0$: Coefficient de cohésion du sol.

$$(\tau_{xz})_{max} = \frac{1}{2} \sigma'_v \sqrt{(1 + K_0)^2 \sin^2 \varphi' - (1 - K_0)^2} \quad (\text{VI. 21})$$

❖ **Contrainte effective verticale (σ'_v) :**

$$\sigma'_{v \text{ sol}} = \rho_{\text{sol}} \cdot g \cdot z$$

Avec $Z_p = 4B_e$ et $B_e = \sqrt{BL}$

$$Q = (q - \rho_{\text{sol}} \cdot g \cdot D_f) \cdot I_\sigma \quad (\text{VI. 22})$$

$$\sigma'_v = \sigma'_{v\ sol} + Q \tag{VI. 23}$$

Z_p : Profondeur nécessaire que peut atteindre l'effet de chargement.

q : Chargement surfacique de la fondation.

I_σ : Facteur d'influence de la contrainte verticale due au chargement surfacique.

Q : Contrainte vertical due au chargement surfacique.

$\sigma'_{v\ sol}$: Contrainte effective verticale du sol.

D_f : Hauteur d'ancrage de la fondation.

❖ **Formule générale du facteur d'influence (Poulos et Davis 1974) :**

Le facteur d'influence de la contrainte verticale due au chargement surfacique, est donné en fonction des dimensions de la fondation et la profondeur. Pour le calculé on utilise la formule généralisée suivante :

$$I_\sigma = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2Z}\right)^n} \right)^m \tag{VI. 24}$$

$$n = \begin{cases} 2 & \text{Fondations carrées, circulaires, filantes} \\ 1,38 - 0,62 \frac{B}{L} & \text{Fondations rectangulaires} \end{cases}$$

$$m = \begin{cases} 1,5 & \text{Fondations circulaires} \\ 1,76 & \text{Fondations carrées} \\ 2,6 & \text{Fondations filantes} \\ 2,6 - 0,84 B/L & \text{Fondations rectangulaires} \end{cases}$$

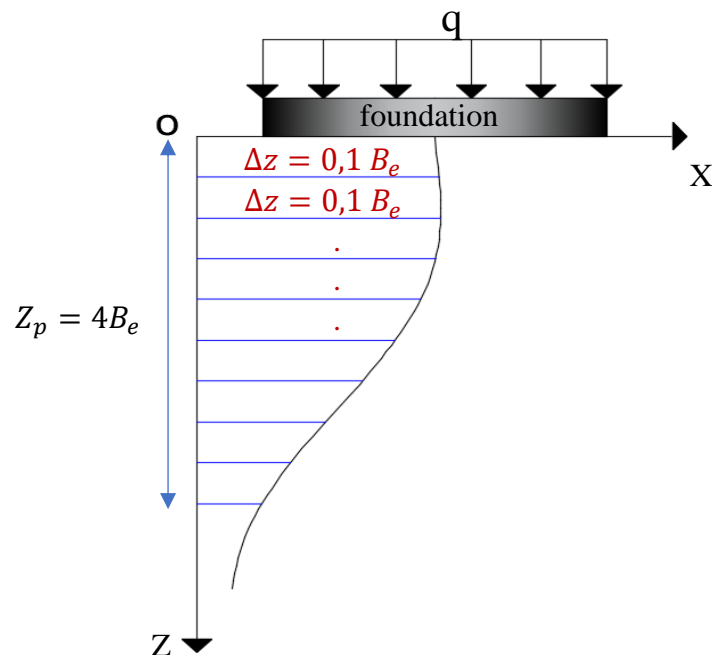


Figure VI.2 : Variation de la contrainte sous l'effet de chargement statique.

❖ **Facteur d'influence pour une fondation rectangulaire (solution de Boussinesq) :**

Boussinesq a développé une relation mathématique pour l'augmentation de la contrainte verticale due à une charge ponctuelle ou surfacique agissant sur une surface semi-infinie.

Dans notre cas, la fondation a une forme rectangulaire de largeur B et de longueur L qui subit un ensemble de charges ponctuelles (chargement surfacique).

L'augmentation de la contrainte verticale au point C sous un chargement surfacique est exprimée comme suit :

$$\sigma_z = \iint d\sigma_z = q \cdot I_\sigma \quad (\text{VI. 25})$$

q : Chargement appliqué sur le sol-support.

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1 + m_1^2 + n_1^2}} \frac{1 + m_1^2 + 2n_1^2}{(1 + n_1^2)(m_1^2 + n_1^2)} + \sin^{-1} \frac{m_1}{\sqrt{m_1^2 + n_1^2} \sqrt{1 + n_1^2}} \right] \quad (\text{VI. 26})$$

$$I_\sigma = \frac{2}{\pi} \left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1 + m_1^2 + n_1^2}} \frac{1 + m_1^2 + 2n_1^2}{(1 + n_1^2)(m_1^2 + n_1^2)} + \sin^{-1} \frac{m_1}{\sqrt{m_1^2 + n_1^2} \sqrt{1 + n_1^2}} \right] \quad (\text{VI. 27})$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$$n_1 = \frac{z}{B/2}$$

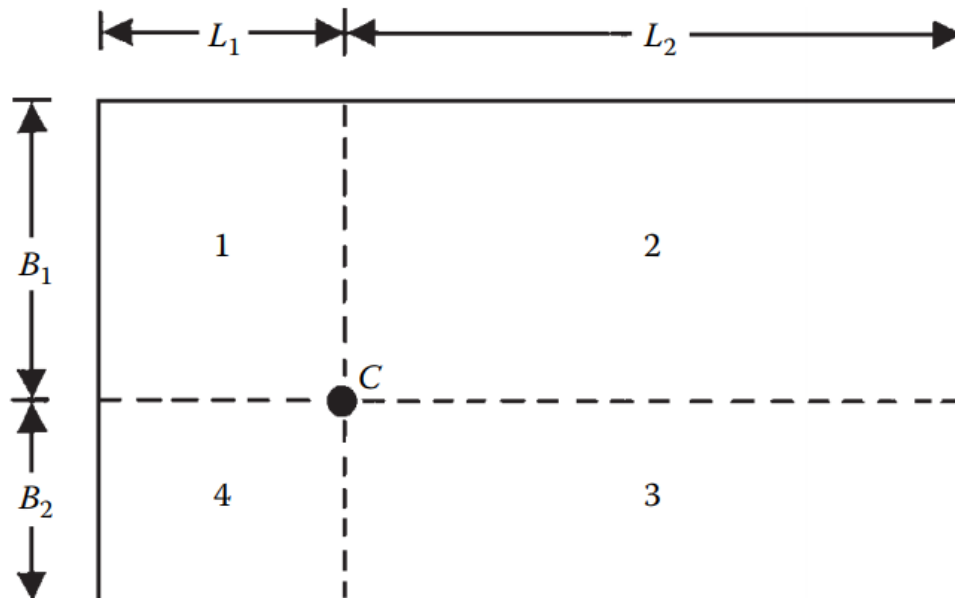


Figure VI.3 : Augmentation de la contrainte verticale à n'importe quel point d'une fondation rectangulaire sous un chargement surfacique.

<i>z/B</i>	<i>L/B</i>									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.1	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.2	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.4	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
0.5	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
0.6	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
0.7	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
0.8	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
0.9	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
1.0	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
1.5	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
2.0	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
2.5	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
3.0	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
3.5	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
4.0	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
4.5	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
5.0	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Figure VI.4 : Valeurs de I_{σ} en fonction de L/B et z/B

Pour estimer l’erreur entre les deux formules, approximative de Poulos et Davis (1974) et celle de Boussinesq pour notre fondation, on a utilisé le logiciel MATLAB pour calculer le facteur d’influence équivalent $I_{\sigma eq}$ pour chacune.

$$I_{\sigma eq} = \sum_{i=0,1B_e}^{4B_e} \frac{I_{\sigma}(i)}{Z_p} \tag{VI. 28}$$

b) Déformation de cisaillement (γ) :

Les machines vibrantes ont un impact significatif sur la fondation et peuvent induire des déformations plus importantes que celles déterminées pendant les essais.

Lors du fonctionnement de ces machines, la plage des déformations augmente, ce qui va engendrer une dégradation de la rigidité du sol qui joue un rôle majeur dans la réponse dynamique. Il est évident que la déformation de cisaillement induite dans le sol dépendra de la force dynamique, et de certains autres facteurs.

$$\gamma(\%) = \frac{12 Q_{dyn}}{G} \tag{VI. 29}$$

Q_{dyn} : Contrainte due au chargement dynamique.

$$Q_{dyn} = \frac{F_i^d \cdot TR}{S} \tag{VI. 30}$$

S : Surface de la fondation.

F_i^d : Chargement dynamique.

TR : Fonction de transmissibilité.

VI.2.1.4. Estimation de l'amortissement du sol :

L'amortissement joue un rôle très important dans la réponse globale des sols, il est considéré comme étant la somme entre l'amortissement matériel et l'amortissement radiatif, il est observé généralement que ξ^m a une amplitude significative par rapport au ξ^r surtout pour les modes de rotations. Dans de tels cas, pour obtenir la réponse de la fondation, l'amortissement total doit être utilisé plutôt que l'amortissement géométrique.

L'amortissement matériel peut être négligé dans l'analyse, pour les modes de translation, ainsi pour les grandes structures étroites comme les cheminées, les grands immeubles où les deux modes horizontaux et de balancement sont couplés, il serait peut-être réaliste de considérer également l'amortissement matériel du sol afin d'avoir une réponse significative.

VI.2.1.4.1. Formule de Hardin (1965) :

Hardin (1965) a exprimé l'amortissement matériel de sols sableux pour une déformation de référence $10^{-6} < \gamma_r < 10^{-4}$ et une contrainte de confinement $24 \text{ KPa} < \sigma'_0 < 144 \text{ KPa}$ par l'expression suivante :

$$\xi_{min}^m = \frac{0,985\gamma_r^{0,2}}{\sqrt{\sigma'_0}} \quad (\text{VI. 31})$$

Pour un intervalle de déformation particulier la valeur de l'amortissement obtenue en (VI. 31) peut être corrigée en utilisant les expressions suivantes Hardin et Drnevich (1972).

$$\frac{\xi^m}{\xi_{min}^m} = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \quad (\text{VI. 32})$$

VI.2.1.4.2. Formule d'Ishibashi et Zhang (1993) :

Ishibashi et Zhang (1993) ont proposé une expression du rapport de l'amortissement pour les sols plastiques et non-plastiques, en fonction du rapport G/G_{max} sous la forme suivante :

$$\xi^m = \frac{1 + e^{(-0,0145 \cdot IP^{1,3})}}{6} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \left(\frac{G}{G_{max}} \right) + 1 \right] \quad (\text{VI. 33})$$

Pour les sables non propres contenant des fines d'argile, le coefficient d'amortissement peut être exprimé sous la forme suivante (Wichtmann et Triantafyllidis, 2015)

$$\xi^m(FC) = \xi^m(FC = 0) f_D(FC)$$

$$f_D(FC) = \begin{cases} 1 - (1 - k) \frac{FC}{10\%} & FC \leq 10\% \\ k & FC > 10\% \end{cases} \quad (\text{VI. 34})$$

$$k = \frac{1}{e^{(4,60-0,71 \ln(\sigma'_0))}}$$

VI.3. Réponse du sol sous un chargement dynamique (programmation en MATLAB) :

VI.3.1. Résultats donnés par le programme MATLAB :

Les calculs seront menés avec le troisième modèle de calcul (modèle de Kausel), où nous supposons que notre fondation est de forme rectangulaire équivalente d'une largeur $2B = 5,23 \text{ m}$ et une longueur de $2L = 34,86 \text{ m}$, qui repose sur un sol sableux homogène d'un angle de frottement $\varphi' = 30^\circ$ et un indice de plasticité $IP = 0$.

L'itération est faite pour un pas de 0,5 m de profondeur à partir de la surface libre, ANNEXE B.

Les résultats du tableau ci-dessous, sont donnés pour chaque 1,5 m de profondeur.

Tableau VI.3 : Illustration des résultats des paramètres dynamiques du sol.

z	$n = \frac{z}{B}$	I_σ	La contrainte effective (fondation + charge statique) Q (Kpa)	La contrainte effective du sol σ'_{vsol} (Kpa)	La contrainte effective totale σ'_v (Kpa)	La contrainte de cisaillement maximale τ_{max} (Kpa)	La déformation de cisaillement γ_r (%)
1,5	0,57	0,9432	53,2	23,54	76,7	21,4	0,0056
3	1,15	0,7714	43,5	47,09	90,6	25,3	0,0067
4,5	1,72	0,6106	34,4	70,63	105,1	29,4	0,0077
6	2,29	0,4924	27,8	94,18	121,9	34,1	0,0090
7,5	2,87	0,4072	23,0	117,72	140,7	39,3	0,0103
9	3,44	0,3440	19,4	141,26	160,7	44,9	0,0118
10,5	4,02	0,2954	16,7	164,81	181,5	50,7	0,0133
12	4,59	0,2570	14,5	188,35	202,8	56,7	0,0149
13,5	5,16	0,2257	12,7	211,90	224,6	62,8	0,0165
15	5,74	0,1998	11,3	235,44	246,7	69,0	0,0181
16,5	6,31	0,1780	10,0	258,98	269,0	75,2	0,0198
18	6,88	0,1595	9,0	282,53	291,5	81,5	0,0214

19,5	7,46	0,1435	8,1	306,07	314,2	87,8	0,0231
21	8,03	0,1298	7,3	329,62	336,9	94,2	0,0248
22,5	8,60	0,1178	6,6	353,16	359,8	100,6	0,0265
24	9,18	0,1073	6,0	376,70	382,8	107,0	0,0282
25,5	9,75	0,0980	5,5	400,25	405,8	113,4	0,0298
27	10,33	0,0898	5,1	423,79	428,9	119,9	0,0315

$$\gamma_r(\%) = \sum_{i=0,5}^{4B_e} \frac{\gamma_r(i) \Delta z}{Z_p} = \frac{0,93 \times 0,5}{27} = 0,0172 \%$$

Avec cette valeur de la déformation de cisaillement de référence équivalente, on continuera les calculs des différents propriétés dynamiques du sol.

Les figures ci-dessous montrent la variation de quelques paramètres du sol en fonction de la profondeur et de cycle d'itération.

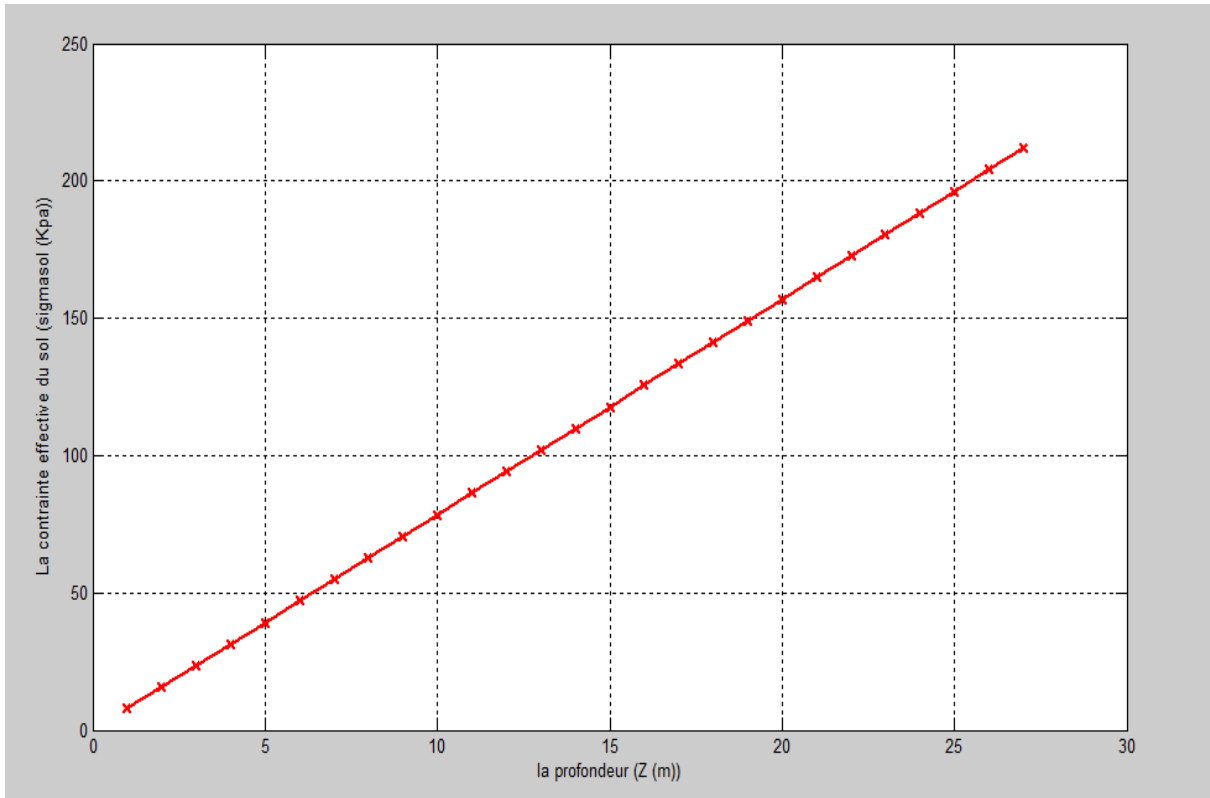


Figure VI.5 : Variation de la contrainte effective du sol en fonction de la profondeur (z)

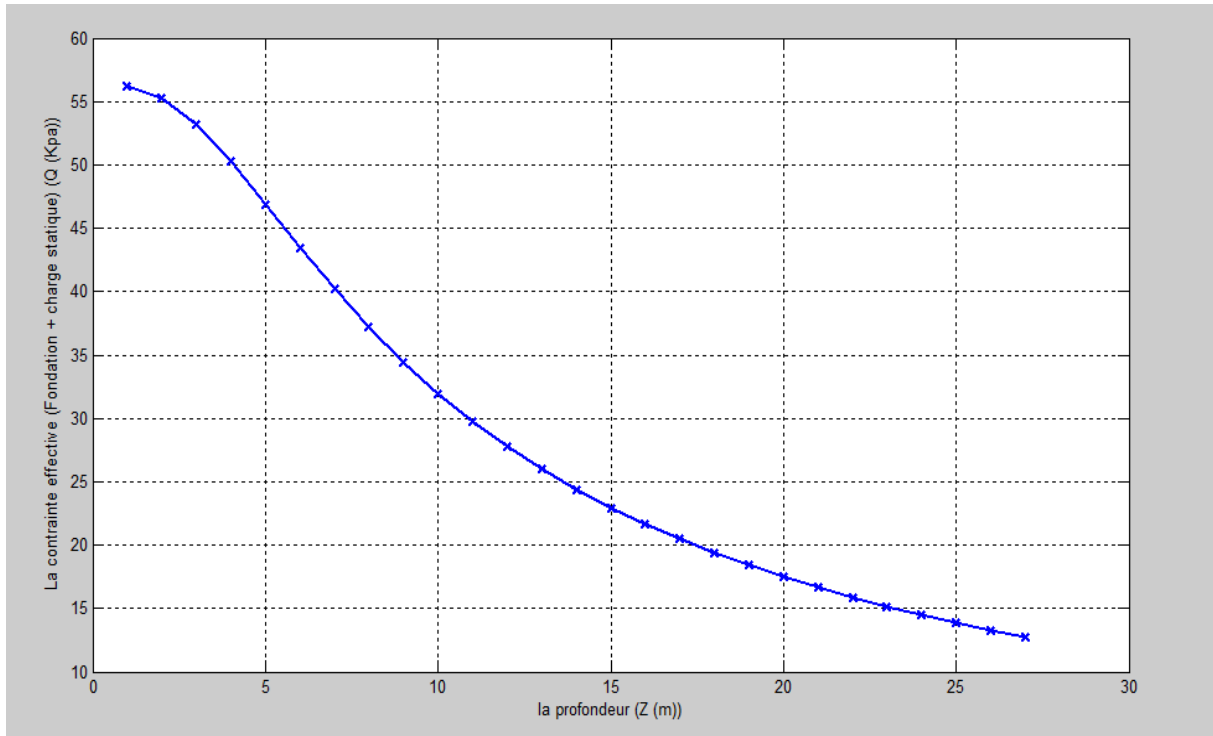


Figure VI.6 : Variation de la contrainte effective (fondation + charge statique) en fonction de la profondeur (z)

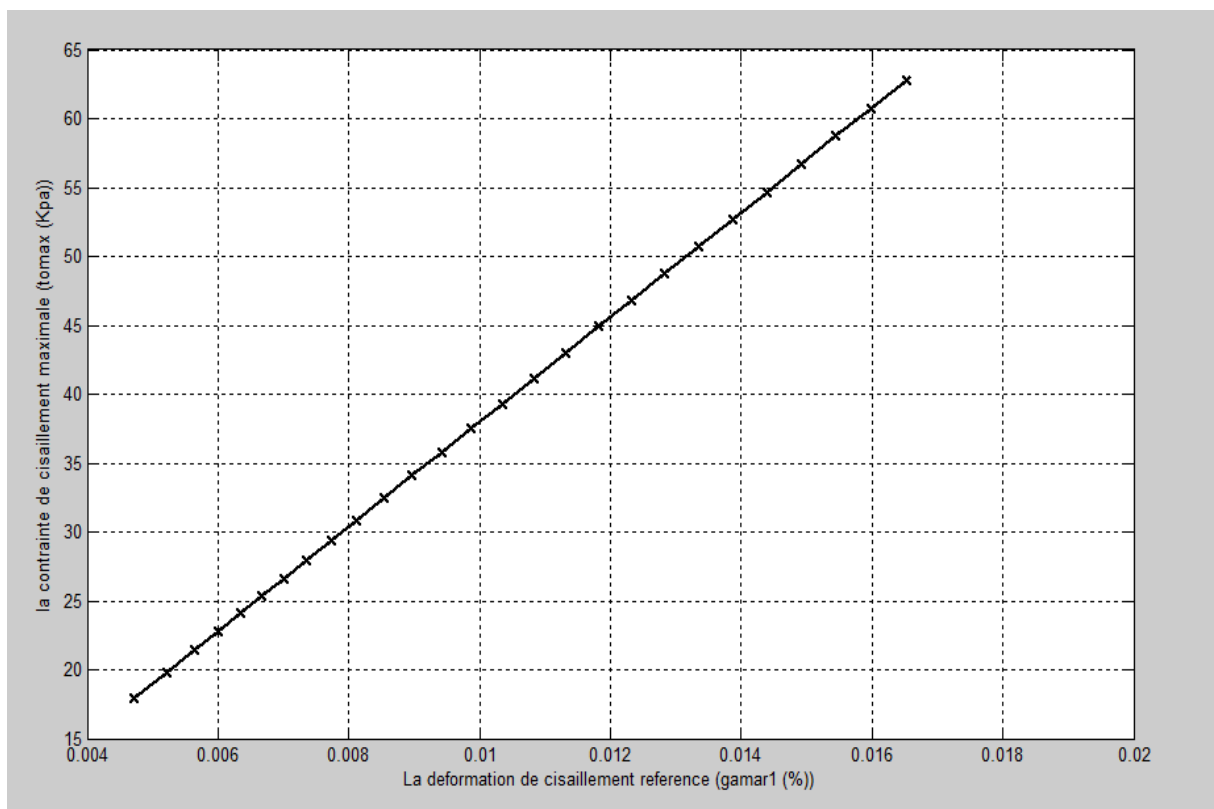


Figure VI.7 : Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la déformation de cisaillement référence (γ_r)

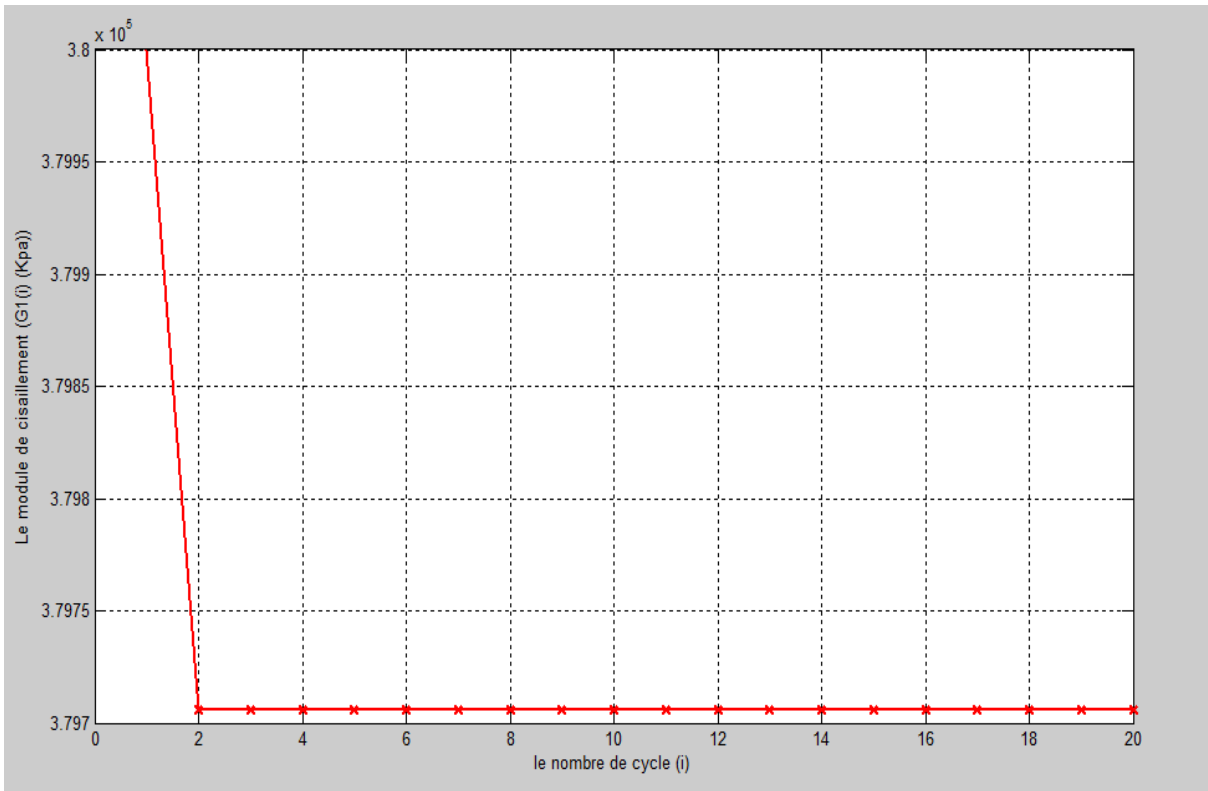


Figure VI.8 : Variation du module de cisaillement (G) en fonction du nombre de cycle (i)

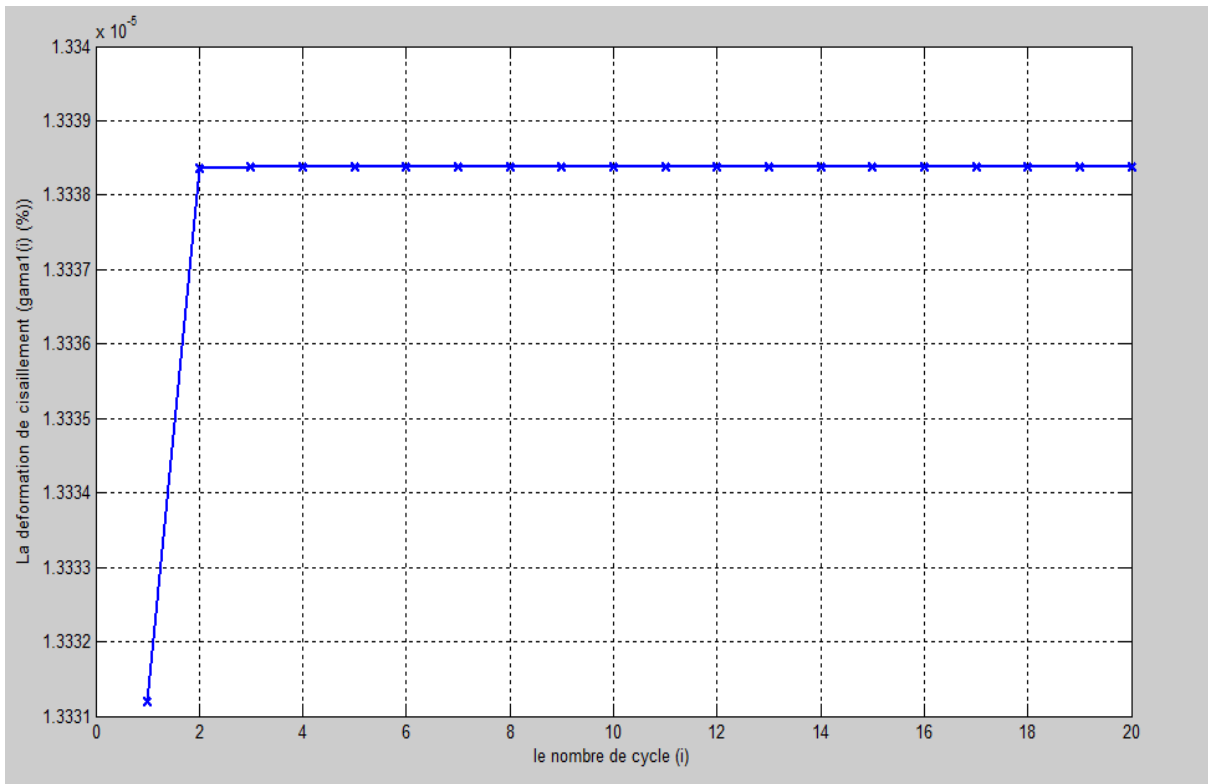


Figure VI.9 : Variation de la déformation de cisaillement (γ) en fonction du nombre de cycle (i)

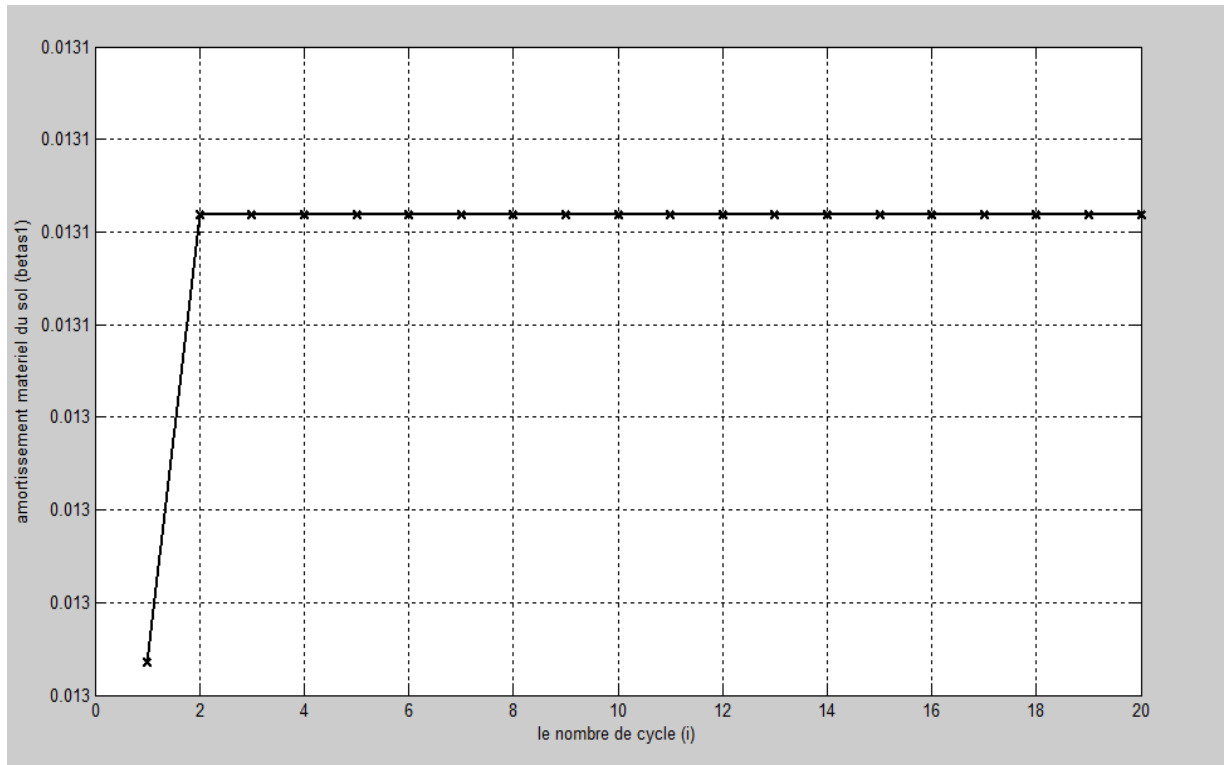


Figure VI.10 : Variation de l'amortissement matériel du sol (ξ^m) en fonction du nombre de cycle (i)

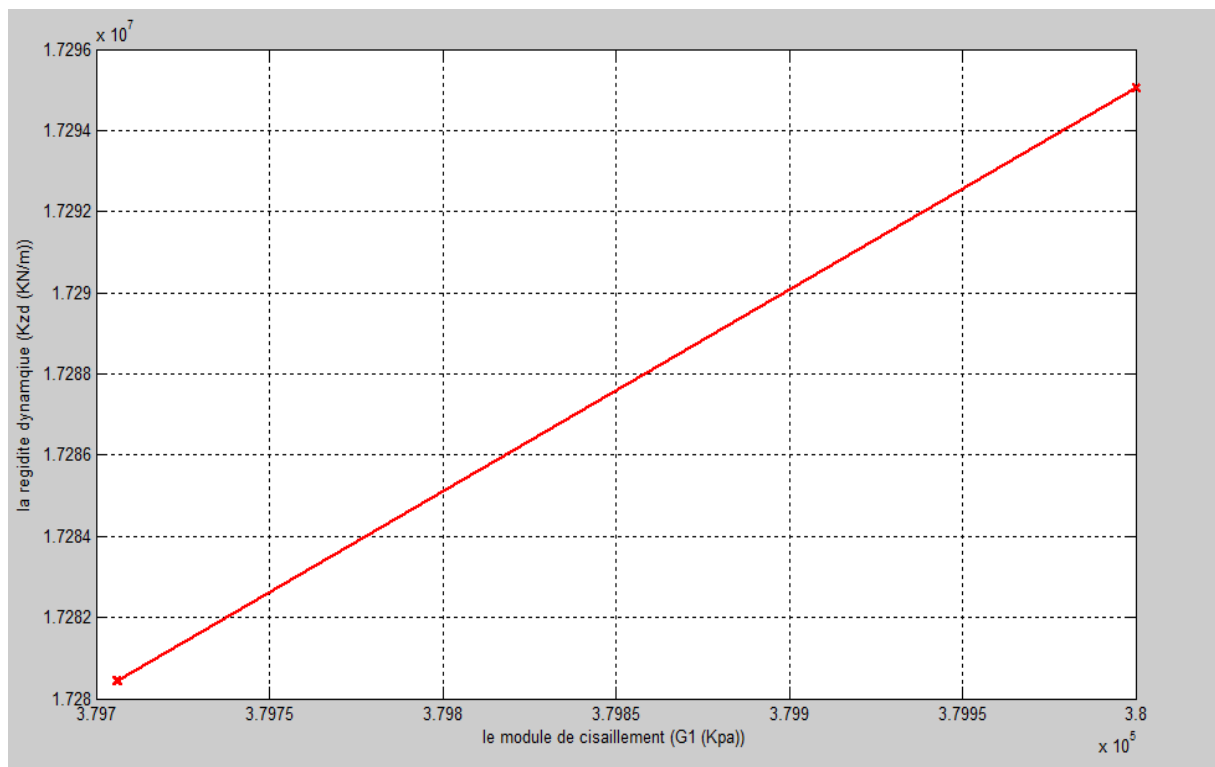


Figure VI.11 : Variation de la rigidité dynamique (K_z^d) en fonction du nombre du module de cisaillement (G).

Tableau VI.4 : Résultats des paramètres dynamiques du sol obtenus avec MATLAB.

i	Le module de cisaillement $G(N)$	La vitesse de cisaillement $V_s(m/s)$	La rigidité dynamique $K_z^d(KN)$	La fréquence naturelle $f_n(Hz)$	L'amortissement matériel du sol $\xi^m(\%)$	La déformation de cisaillement du sol $\gamma(\%)$
1	380000,00	487,34	17295047,0	15,964	1,299	$1,333.10^{-5}$
2	379706,19	487,15	17280446,8	15,958	1,308	$1,334.10^{-5}$
3	379706,03	487,15	17280438,9	15,958	1,308	$1,334.10^{-5}$
4	379706,03	487,15	17280438,9	15,958	1,308	$1,334.10^{-5}$
5	379706,03	487,15	17280438,9	15,958	1,308	$1,334.10^{-5}$

VI.4. CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre était d'étudier le comportement du sol sous l'effet d'un chargement harmonique appliqué sur une fondation de forme rectangulaire infiniment rigide.

Les résultats obtenus numériquement en utilisant le logiciel MATLAB, présentés par les tableaux et les graphes précédents sur la variation des différents paramètres dynamiques du sol montrent que le comportement non linéaire du sol n'aura pas lieu car la convergence s'effectue rapidement. Après un cycle d'itération, la dégradation du module de cisaillement est inférieure à 1% qui conduit à une dissipation d'énergie très faible. Ces résultats confirment que le sol subira des déformations très petites durant le fonctionnement de la machine.

A l'issue de cette partie, nous concluons que la géométrie de la fondation et l'amplitude du chargement dynamique jouent un rôle significatif sur le comportement du sol, en gros sur la réponse dynamique des fondations, et la prise en compte de la non-linéarité dans un cas pareil peut ne pas être nécessaire.

CHAPITRE VII

CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET SISMIQUE DE LA FONDATION

VII.1. INTRODUCTION :

La capacité portante statique des fondations superficielles a été largement étudiée et rapportée dans la littérature. Cependant, les fondations sont soumises à des charges statique et dynamiques qui peuvent être dans la direction horizontale ou verticales.

Les charges dynamiques horizontales sont généralement dues au séisme, ce type de chargement peut entraîner des déformations très importantes dans la fondation et le sol sur laquelle repose cette dernière, qui va engendrer par la suite une diminution de la capacité portante du sol (Richards, Elms et Budhu (1993)).

Afin d'éviter toute rupture imprévue, on doit s'assurer que la capacité portante du sol de la fondation est bien compatible avec les charges transmises par celle-ci, et par la suite, on doit vérifier que le tassement de la fondation reste admissible. Si ce dernier est excessif, on doit passer à plusieurs solutions parmi lesquelles on trouve, le renforcement du sol ou le changement du type de la fondation.

La capacité portante ultime peut être déterminer à partir des caractéristiques du sol sur lequel repose la fondation, en utilisant plusieurs essais :

- ✓ Les essais en laboratoire.
- ✓ Les essais pénétrométriques.
- ✓ Les essais pressiométriques.

VII.2. CONCEPT GENERAL :**VII.2.1. Mécanismes de rupture du sol sous une fondation superficielle :**

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au fur et à mesure de l'application d'une charge croissante, qu'au début le comportement est linéaire, c'est-à-dire le tassement augmente linéairement en fonction du chargement. Ensuite, on observe une augmentation rapide de façon asymptotique à la valeur de la charge ultime.

La charge ultime ou la capacité portante (q_u) de la fondation, c'est la charge maximale que le sol peut supporter, au-delà de cette charge le sol subira une rupture.

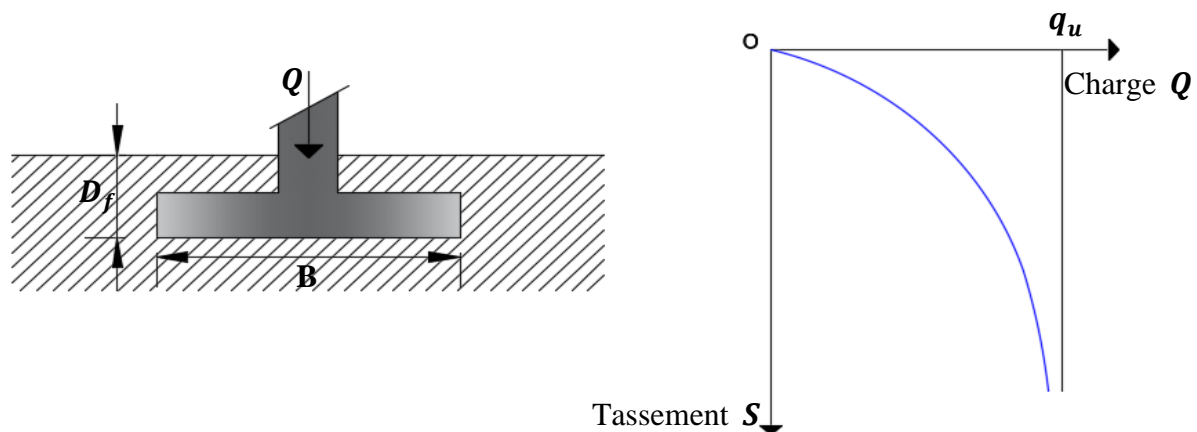


Figure VII.1 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

Si on considère une fondation d'une largeur B reposant à la surface d'un sol, suivant l'état de sa compacité, on distingue trois mécanismes de rupture possible pour ce sol (Vesic (1973)) :

❖ **Rupture généralisée par cisaillement :**

Avec un sol sableux dense ou cohésif, la rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers la surface libre comme le montre la figure (VII.2), qui entraîne un soulèvement de terrain de part et d'autre.

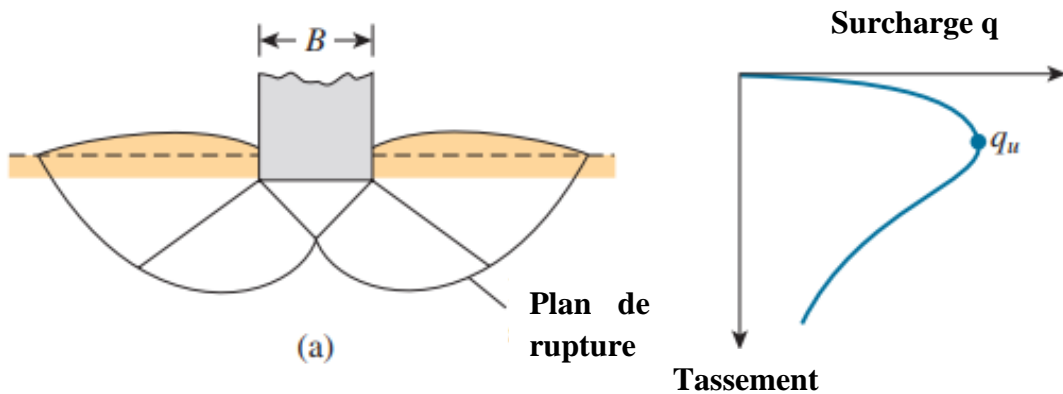


Figure VII.2 : Rupture généralisée par cisaillement.

❖ **Rupture locale par cisaillement :**

Dans le cas d'un sol de moindre compacité, le tassement s'accroît rapidement avec l'augmentation de la charge, et la capacité portante est atteinte avant même que la rupture soit parvenue à la surface.

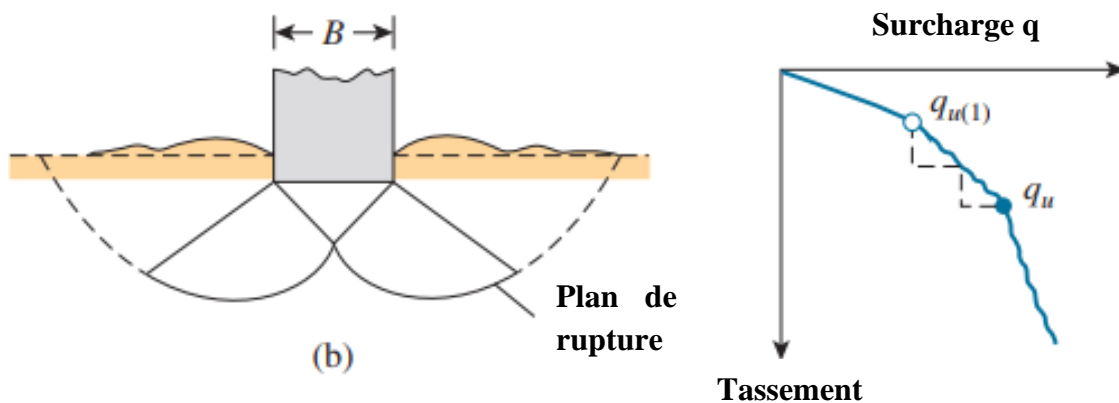


Figure VII.3 : Rupture locale par cisaillement.

❖ **Rupture par poinçonnement :**

Si le sol est meuble ou lâche, le tassement s'accompagne uniquement d'une compression du sol qui est sous la fondation, avec l'augmentation de la charge cette dernière s'enfonce de plus en plus, et il n'y a d'apparition de rupture à la surface.

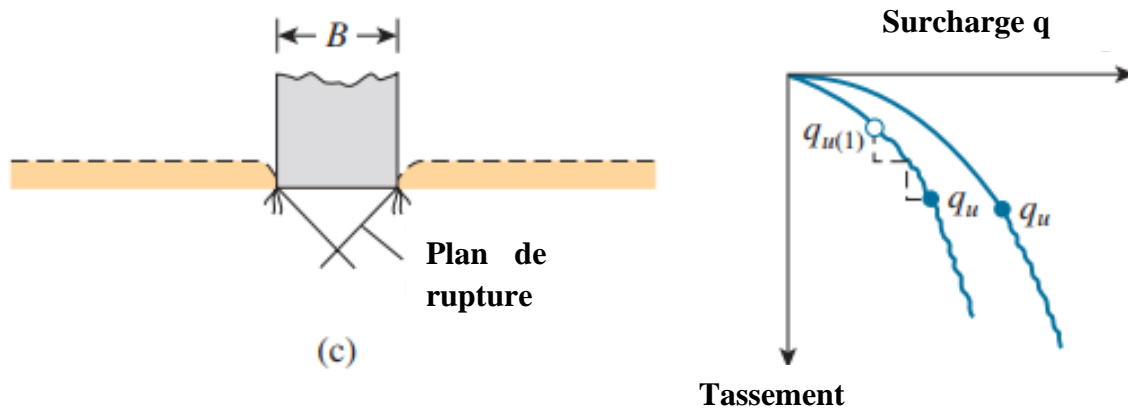


Figure VII.4 : Rupture par poinçonnement.

VII.3. CAPACITE PORTANTE STATIQUE :

La capacité portante statique ou la charge ultime d'un sol est généralement calculée par la méthode de la superposition (Terzaghi 1943), une combinaison entre la force de cohésion, le poids du sol, et la surcharge q , qui sont déterminées à partir du triangle donné par la figure (VII.6) de premier mécanisme de rupture où on distingue trois zones de rupture (figure VII.5) :

- ❖ **Zone I** : triangle délimité par les trois points A, C et D qui est fortement comprimé, et se déplace toujours avec la base de la fondation.
- ❖ **Zone II** : le sol est refoulé vers la surface, les déplacements et le cisaillement sont très importants, et les parties qui se trouvent en haut de cette zone (CGE) et (AHF) jouent un rôle d'une butée.
- ❖ **Zone III** : le son est faiblement ou nullement perturbé par la rupture.

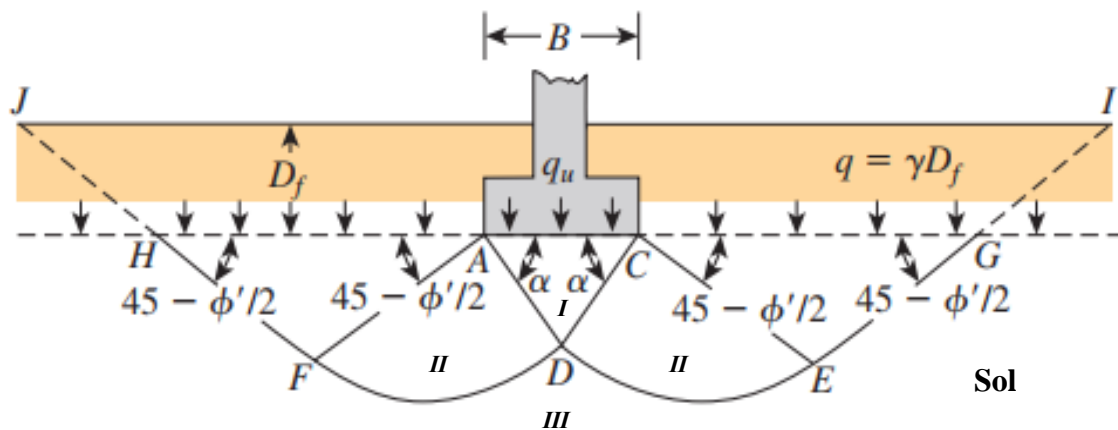


Figure VII.5 : Zones de rupture au-dessous de la fondation sous une charge ultime (q_u) Terzaghi (1943).

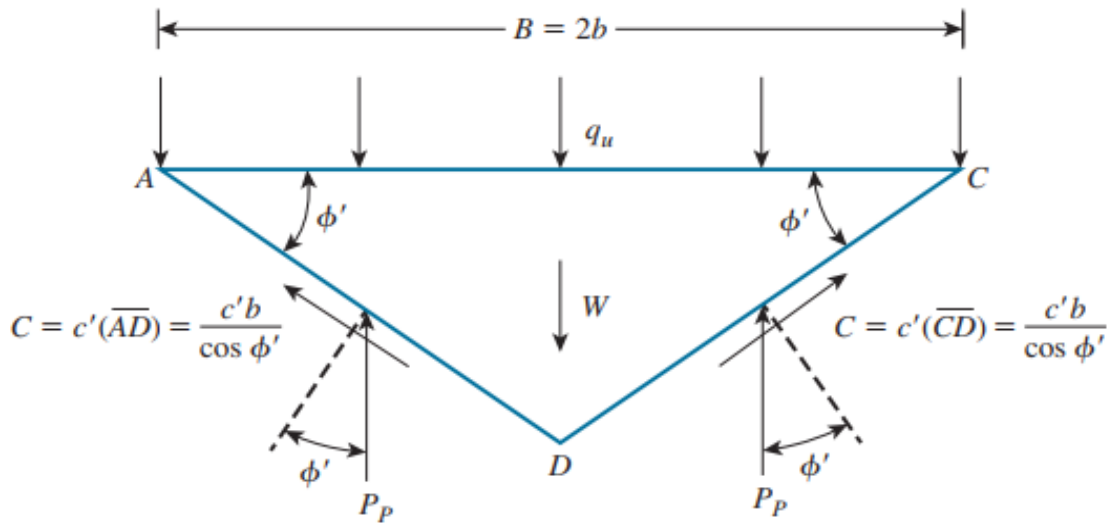


Figure VII.6 : Schéma représentatif sur la provenance de la capacité portante ultime q_u .

La formule générale de la capacité portante ultime statique est donnée comme suit :

$$q_u = c'N_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_{sol} B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (\text{VII.1})$$

c' : Cohésion du sol.

γ_{sol} : Poids volumique du sol.

$q = \gamma_{sol} D_f$: Surcharge.

D_f : Profondeur de la fondation par rapport à la surface libre.

B : Largeur de la fondation.

s_c, s_q, s_γ : Facteurs de forme.

d_c, d_q, d_γ : Facteurs de profondeur.

i_c, i_q, i_γ : Facteurs d'inclinaison de la charge statique.

N_c, N_q, N_γ : Facteurs de capacité portante statique.

Notez que l'équation est d'origine pour la capacité portante ultime n'est dérivée que pour le cas de déformation plane (c'est-à-dire pour les fondations continues). Les facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison de la charge sont des facteurs empiriques basés sur des données expérimentales.

VII.3.1. Facteurs de la capacité portante statique :

Le principe fondamental des plans de rupture donné par Terzaghi semble maintenant avoir été confirmé par des essais en laboratoire et sur le terrain par Vesic (1973), cela dit que

l'angle α présentée dans la figure (VII.5) est plus proche de $(45 + \varphi'/2)$ que φ' , et ces paramètres sont donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi'} \quad (\text{VII. 2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (\text{VII. 3})$$

L'expression (VII.2) est proposée par Prandtl (1921), et la première par Reissner (1924). Caquot et Kerisel (1953) et Vesic (1973) ont présenté la relation de N_γ suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad (\text{VII. 4})$$

VII.3.2. Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison de la force statique :

Tableau VII.1 : Facteurs de forme, et de profondeur.

Facteurs	La formule	Référence
Forme	$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ $s_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \sin \varphi'$ $s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B}{L} \right)$	DeBeer (1970)
Profondeur	<p>Pour $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> $\varphi' > 0 :$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \tan \varphi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_\gamma = 1$ <p>Pour $\frac{D_f}{B} > 1$</p> $\varphi' > 0 :$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \tan \varphi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_\gamma = 1$	Hansen (1970)

Tableau VII.2 : Facteurs d'inclinaison de la force statique.

Facteurs	La formule	Référence
Inclinaison	$i_q = \left(1 - \frac{H_s}{N + Sc' \cot \varphi'}\right)^m$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{H_s}{N + Sc' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$	EUROCODE 07
$m = m_B = \frac{\left(2 + \frac{B}{L}\right)}{\left(1 + \frac{B}{L}\right)} \quad \text{et} \quad m = m_L = \frac{\left(2 + \frac{L}{B}\right)}{\left(1 + \frac{L}{B}\right)}$ $m = m_\theta = m_L \cos 2\theta + m_B \sin 2\theta$		

VII.3.3. Influence de l'excentrement de la charge :

Dans le cas d'un chargement statique excentré dans les deux directions, Meyerhof propose de remplacer dans tout ce qui précède la largeur B et la longueur L respectivement par :

$$B' = B - 2e_B = B - 2 \frac{M_{xx}}{N}$$

$$L' = L - 2e_L = L - 2 \frac{M_{yy}}{N}$$

B' : Largeur réduite.

L' : Longueur réduite.

e_L et e_B : Excentricité de la charge suivant x et y respectivement.

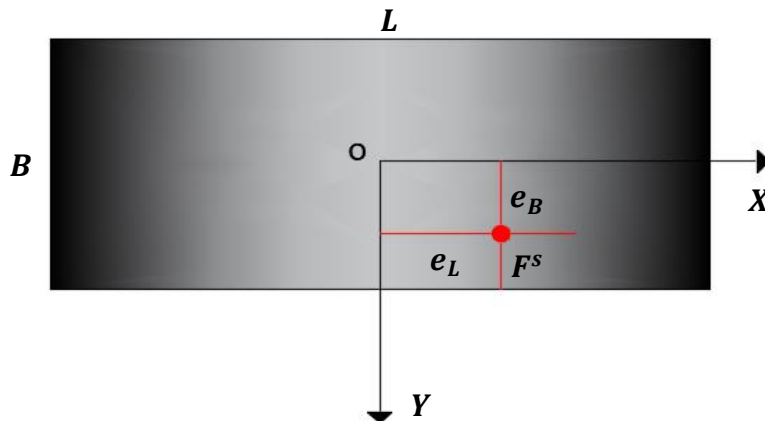


Figure VII.7 : Excentricité de la charge statique.

VII.3.4. Rupture à court terme et à long terme :

Le comportement d'un sol saturé diffère suivant les excès de la surpression provoquée par l'application des charges a eu ou non le temps de se dissiper. Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme.

❖ **Calcul à court terme :**

Dans ce cas l'eau, n'aura pas le temps pour s'évacuer, notamment dans les sols de forte compacité, donc le calcul se fera avec les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol (c_u, φ_u).

$$q_u = 5,14c_u + q$$

Puisque $\varphi_u = 0$

❖ **Calcul à long terme :**

Dans ce cas l'eau aura le temps pour s'évacuer, et le calcul se fera avec les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol (c', φ').

VII.3.5. Facteurs de la capacité portante (mécanisme de rupture de Mohr-coulomb) :

Une simplification très utile donnée par Mohr-Coulomb, consiste à supprimer la partie éventail qui est présenté dans le mécanisme de Prandtl comme le montre la figure (VII.8), et de la remplacer par deux triangles adjacents où l'interface AC peut être considérée comme un mur de soutènement avec une réaction F_A qui subit une poussée latérale active F_p de la zone I.

Ce mécanisme de rupture est similaire à celui donné par Lamb et Whitman (1969), mais avec un frottement de cisaillement très important sur le plan AC, à partir de l'équilibre de ces deux triangles, on tire les expressions des facteurs de la capacité portante statique qui seront utilisés par la suite dans le modèle de Richards afin de développer une expression de la capacité portante dynamique.

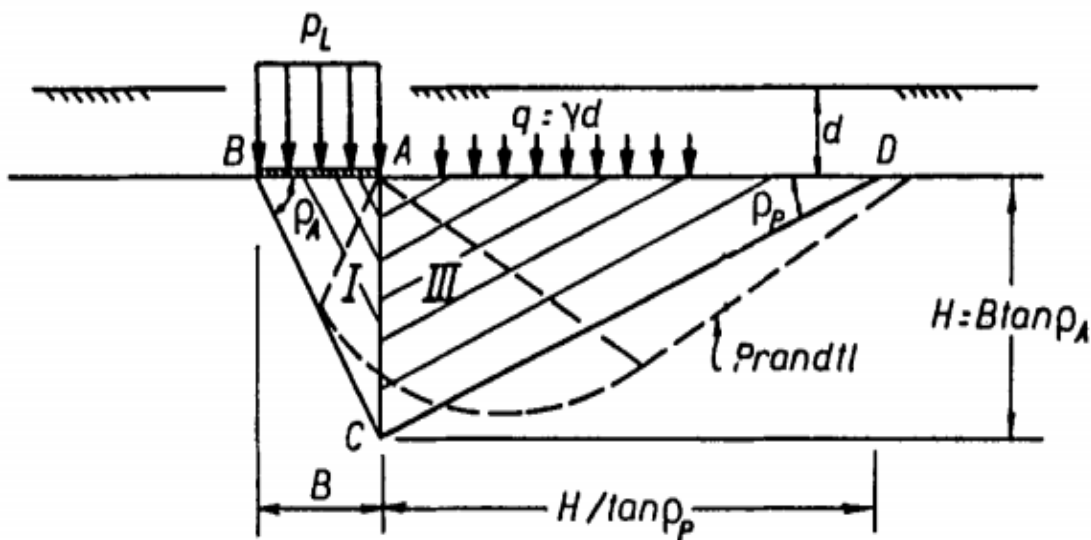


Figure VII.8 : Plans de rupture statiques simplifier par Mohr-Coulomb

$$N_{cs} = 2(N_{qs} - 1) \tan \varphi' \quad (\text{VII. 10})$$

$$N_{\gamma s} = \tan \rho_{As} \left(\frac{K_{Ps}}{K_{As}} - 1 \right) \quad (\text{VII. 11})$$

VI.3.6. Capacité portante admissible :

Une fois que la capacité portante ultime statique d'une fondation est connue, il est nécessaire de calculer la capacité portante admissible (q_{adm}), qui est la charge par unité de surface de la fondation qu'il ne faut pas dépasser lorsque la structure sera construite.

Pour un facteur de sécurité (F_s) adéquat, (q_{adm}) est défini comme suit :

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} \quad (\text{VII. 12})$$

La capacité portante ultime calculée dans l'équation (VI. 1) est considérée comme une capacité portante ultime brute, certains ingénieurs préfèrent utiliser la capacité portante ultime nette pour des raisons de sécurité.

Dans le cas des fondations peu profondes qui ont un ancrage $D_f \in [0, 2m]$, la capacité portante ultime brute est plus proche de la capacité portante ultime nette. Si la hauteur d'enterrement devient de plus en plus grande la distinction entre les deux devient plus significative.

$$q_{u(nette)} = q_{u(brute)} - q \quad (\text{VII. 13})$$

$$q = D_f \gamma_{sol}$$

Donc la capacité portante admissible prendra la forme suivante :

$$q_{adm(nette)} = \frac{q_{u(nette)}}{F_s} \quad (\text{VII. 14})$$

Pour des incertitudes liées aux paramètres de la résistance au cisaillement et aux simplifications utilisées dans la théorie de la capacité portante, il est relativement important de prendre un facteur de sécurité $F_s = 3$ pour les fondations peu profondes.

VII.4. CAPACITE PORTANTE SISMIQUE :

VII.4.1. Méthode quasi-statique EUROCODE 07 :

La conception des fondations filantes est explicitement considérée dans l'EUROCODE 07 pour des modes de rupture par portance et par glissement à l'état limite ultime (ELU), en parallèle il est pertinent pour le concepteur de prendre en compte toutes autre type de rupture. Puis il faut vérifier la condition suivante :

$$V_d \leq R_d$$

V_d : Effort verticale ou la composante de l'action totale normale a la base de la fondation comprenant toute autre poids supplémentaire sur cette dernière.

R_d : Effort résistant.

$$q_{uE} = \frac{R_d}{S}$$

$$q_{uE} = c'N_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_{sol} B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (\text{VII. 15})$$

Les facteurs de la capacite portante, de forme et de profondeur sont les mêmes avec ceux qui sont utilisés auparavant, par contre y aura un petit changement pour les facteurs d'inclinaison de la charge.

$$i_q = \left(1 - \frac{H_s + H_E}{N + S c' \cot \varphi'}\right)^m \quad (\text{VII. 16})$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_s + H_E}{N + S c' \cot \varphi'}\right)^{m+1} \quad (\text{VII. 17})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{VII. 18})$$

H_E : Composante horizontale de l'effort sismique.

N : Charge verticale (poids propre + charge statique).

S : Surface de la fondation.

VII.4.2. Méthode pseudo-statique RICHARDS (1993) :

Le mécanisme de rupture proposé par Mohr-coulomb, est utilisé d'une manière plus étendue par Richards afin de développer l'expression rigoureuse de la capacite portante sismique, qui a fait intervenir l'effet inertiel horizontal et vertical du sol, $k_h \gamma$ et $k_v \gamma$ dues à l'accélération sismique a_h et a_v , qui sont nuls dans le cas statique. L'équilibre des forces donne la contrepartie sismique des équations (VII.19) et (VII.20) pour :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{et} \quad \alpha = \varphi' - \theta$$

Les coefficients de la poussée des terres sismiques sont exprimés comme suit :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right)^2} \quad (\text{VII. 19})$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right)^2} \quad (\text{VII. 20})$$

Et

$$\rho_{AE} = \alpha + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 \alpha)(1 + \tan(\delta + \theta) \cot \alpha)} - \tan \alpha}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan \alpha + \cot \alpha)} \right) \quad (\text{VII. 21})$$

$$\rho_{PE} = -\alpha + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 \alpha)(1 + \tan(\delta - \theta) \cot \alpha)} + \tan \alpha}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan \alpha + \cot \alpha)} \right) \quad (\text{VII. 22})$$

Si on remplace les coefficients donnés par l'équation (VII.19) et (VII.20) dans les équations (VII.9) et (VII.10) avec une valeur de $\delta = \varphi'/2$, on obtient directement les valeurs des facteurs de la capacité portante sismique présentée dans le tableau ci-dessous.

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad (\text{VII. 23})$$

$$N_{cE} = 2(N_{qE} - 1) \tan \varphi' \quad (\text{VII. 24})$$

$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad (\text{VII. 25})$$

Ces équations sont tracées sur la figure (VII.10) pour $\varphi' = 30^\circ$ et $\delta = 15^\circ$ afin d'illustrer l'effet sismique sur les coefficients et les coins actifs et passives, ainsi sur la forme géométrique de mécanisme de rupture pour une valeur de l'accélération sismique $\tan \theta = 0,3$.

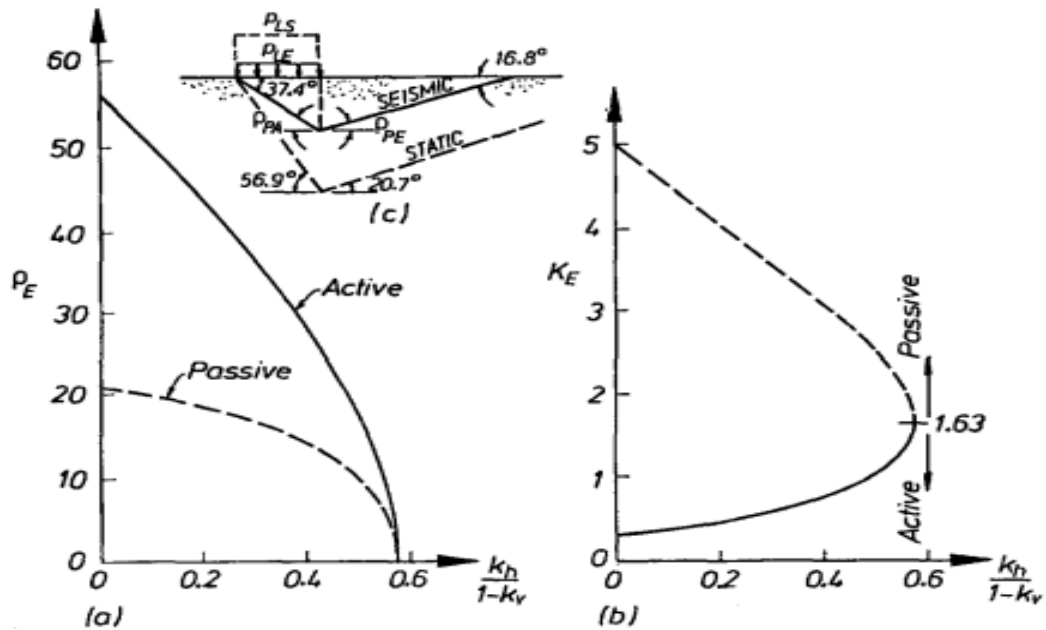


Figure VII.10 : Analyse de Monobe-Okobe pour $\varphi' = 30^\circ$ et $\delta = \varphi'/2$

- (a) : Inclinaison des plans de rupture.
- (b) : Coefficients de la poussé des terres.
- (c) : Mécanisme de rupture pour $\tan \theta = 0,3$.

Tableau VII.3 : Valeurs des facteurs de la capacité portante sismique Facteur réducteur de la capacité portante sismique, pour $\varphi' = 30^0$.

Intensité d'accélération $\tan \theta = \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$	Les facteurs de la capacité portante sismique			Le facteur réducteur de la capacité portante sismique		
	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	N_{qE}/N_{qs}	$N_{\gamma E}/N_{\gamma s}$	N_{cE}/N_{cs}
0	16,51	23,76	26,86	1	1	1
0,0807	12,86	15,34	20,55	0,78	0,65	0,77
0,176	9,84	9,45	15,31	0,60	0,40	0,57
0,268	7,3	5,36	10,91	0,44	0,23	0,41
0,364	5,12	2,61	7,14	0,31	0,11	0,27
0,466	3,21	0,88	3,83	0,19	0,04	0,14
0,577	1,00	0	0	0,06	0	0

Donc l'expression générale de la capacité portante sismique prend la forme :

$$q_{uE} = c'N_{cs}e_c s_c d_c + qN_{qs}e_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma_{sol} B N_{\gamma s} e_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} \quad (VII. 26)$$

$$e_j = \frac{N_{jE}}{N_{js}} \quad (VII. 27)$$

e_j : Facteur réducteur de la capacité portante sismique et $j = c, q, \gamma$.

VII.4.3. Méthode CASCONE (2016) :

Dans cette méthode, l'évaluation des facteurs de la capacité portante sismique pour une fondation superficielle a été effectuée en utilisant la méthode des caractéristiques (méthode pour la résolution des équations différentiels), qui a été étendue à la condition sismique au moyen de l'approche pseudo-statique (la charge sismique est modélisée comme une force d'inertie appliquée statiquement).

VII.4.3.1. Coefficients de réduction de la capacité portante sismique :

Dans des conditions sismiques, les trois facteurs de la capacité portante sismique ont été évalués en tenant compte séparément l'effet des forces d'inertie provenant du sol, de la surcharge

latérale et de la superstructure, de plus, en considérant également l'effet des composantes horizontales et verticales de l'accélération sismique.

❖ **Inertie du sol ($k_h \neq 0$) :**

$$e_c^k = 1 \quad (\text{VII. 28})$$

$$e_j^k = \left(1 - A \frac{k_h}{1 - k_v} \cot \varphi'\right)^B \sqrt{k_h^2 + (1 - k_v)^2} \quad (\text{VII. 29})$$

$j = q$ ou γ .

Avec :

$$B = b_1 \tan^2 \varphi' + b_2 \tan \varphi' + b_3 \quad (\text{VII. 30})$$

Tableau VII.4 : Valeurs des coefficients b_1, b_2, b_3

	A	b_1	b_2	b_3
e_q^k	0,92	0	0,511	0,118
$e_\gamma^k (\delta / \varphi' = 0)$	0,92	0,290	-0,277	0,716
$e_\gamma^k (\delta / \varphi' = 1)$	0,92	0,198	-0,014	0,528

❖ **Inertie de la superstructure :**

$$e_j^i = \left(1 - C \frac{k_h}{1 - k_v} \cot \varphi'\right)^D \quad (\text{VII. 31})$$

Où $j = q, c$ ou γ

Avec :

$$D = d_1 \tan^2 \varphi' + d_2 \tan \varphi' + d_3 \quad (\text{VII. 32})$$

Tableau VII.5 : Valeurs des coefficients d_1, d_2, d_3, A

	A	d_1	d_2	d_3
e_c^i	0,40	3,894	2,326	0,019
e_q^i	0,65	1,780	1,727	0,004
$e_\gamma^i (\delta / \varphi' = 0)$	0,65	3,056	2,683	0,562
$e_\gamma^i (\delta / \varphi' = 1)$	0,90	2,005	1,452	0,191

VII.4.4. Méthode de PANE (2016) :

Sur la base d'une approche pseudo-statique, des analyses numériques par la méthode en différences finies ont été réalisées afin d'évaluer les effets sismiques sur la capacité portante des fondations superficielles.

❖ Inertie du sol ($k_h \neq 0$) :

De même, les facteurs de réduction dus à l'inertie du sol qui sont obtenues par les analyses FDM sont donnés au-dessous :

$$e_q^k = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{0,33} \quad (\text{VII. 33})$$

$$e_\gamma^k = e_q^k \quad (\text{VII. 34})$$

$$e_c^k = 1 \quad (\text{VII. 35})$$

❖ Inertie de la superstructure :

Pane a proposé des facteurs de réduction e_j^i dus à l'inertie de la structure c'est-à-dire ceux qui dérivent de l'inclinaison de la charge qui ne dépendent pas de l'angle de frottement du sol φ' , les formules des facteurs de réductions sont présentées au-dessous :

$$e_q^i = (1 - k_h)^{1,63} \quad (\text{VII. 36})$$

$$e_c^i = e_q^i \quad (\text{VII. 37})$$

$$e_\gamma^i = (1 - k_h)^{2,83} \quad (\text{VII. 38})$$

VII.4.5. Méthode de CONTI (2018) :

Pour le développement des coefficients de réduction pour la capacité portante sismique Conti a utilisé une approche pseudo-statique qui est basée sur le théorème de la limite supérieure de l'analyse des limites en tenant compte les effets inertiels du sol et de la superstructure.

VII.4.5.1. Coefficients de réduction de la capacité portante séismique :**❖ Inclinaison de la charge :**

En ce qui concerne les effets d'inclinaison de la charge, les formules de la limite supérieure des coefficients e_q^i , e_c^i et e_γ^i sont données comme suit :

$$e_q^i = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (\text{VII. 39})$$

$$e_c^i = e_q^i \quad (\text{VII. 40})$$

$$e_{\gamma}^i = \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \varphi'}\right)^{(4,1 \tan \varphi'^{1,4})} \quad (\text{VII. 41})$$

Avec : $\tan \beta = \frac{H}{V}$

❖ **Inertie du sol ($k_h \neq 0$) :**

Les effets de l'inertie du sol sont introduits au moyen des coefficients de réduction e_q^k et e_{γ}^k , les deux dépendent de l'accélération sismique k_h , tandis que N_c montre une dépendance négligeable à l'accélération du sol.

$$e_q^k = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{(0,37 \tan \varphi'^{0,5})} \quad (\text{VII. 42})$$

$$e_c^k = 1 \quad (\text{VII. 43})$$

$$e_{\gamma}^k = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{0,47} \quad (\text{VII. 44})$$

VII.4.6. Facteurs de la capacité portante sismique ($k_h \neq 0$, $H \neq 0$) :

La réduction des facteurs de capacité portante due à l'effet sismique global (inertie du sol et de la superstructure) peut être obtenue comme le produit des coefficients correcteurs relatifs à l'inertie du sol et à l'inertie de la superstructure pour les trois méthodes (CASCONI, PANE et CONTI).

$$N_{qE} = N_q e_q^k e_q^i \quad (\text{VII. 45})$$

$$N_{cE} = N_c e_c^k e_c^i \quad (\text{VII. 46})$$

$$N_{\gamma E} = N_{\gamma} e_{\gamma}^k e_{\gamma}^i \quad (\text{VII. 47})$$

VII.5. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE STATIQUE ET SISMIQUE :

Dans le cas où notre massif fondation est situé dans une zone d'une sismicité élevée, comme la zone Chlef (Zone III). Il est indispensable d'évaluer la capacité portante dynamique du sol-support afin de la comparer à la contrainte appliquée, et souvent pour calculer les tassements de la fondation.

Les données utilisées dans le calcul de la capacité portante sismique sont les mêmes avec celles utilisées dans les chapitres précédents, sauf que dans cette partie nous avons introduit des autres paramètres sur le séisme et la charge d'exploitation.

❖ **L'accélération sismique :**

Selon **RPA 99/2003**, cet ouvrage est considéré comme étant un ouvrage d'importance vitale qui doit demeurer opérationnel après un séisme majeur.

$$A = 0,35$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$k_h = a_h/g \quad (VI. 48)$$

$$k_v = +/- 0,3 k_h \quad (VI. 49)$$

$$H_E = W \cdot k_h \quad (VI. 50)$$

W : Poids de la fondation et la machine.

k_h, k_v : Coefficients sismiques.

❖ **La charge d'exploitation :**

Selon le DTR, on prend la charge d'exploitation égale à 2,5 KN/m².

Tableau VII.6 : Valeurs des facteurs de profondeur, de forme et d'inclinaison de la capacité portante statique et quasi-statique

	Facteurs de profondeur			Facteurs de forme			Facteurs d'inclinaison		
	d_q	d_c	d_γ	s_q	s_c	s_γ	i_q	i_c	i_γ
La capacité portante statique	1,1265	1,1337	1	1,0753	1,0796	0,9548	0,9874	0,9867	0,9808
La capacité portante sismique selon EC 07	1,1265	1,1337	1	1,0753	1,0796	0,9548	0,4414	0,9867	0,2850

Tableau VII.7 : Valeurs des facteurs de la capacité portante statique et quasi-statique

	Facteurs de la capacité portante			$q_{u,S,E}$ (Kpa)	$q_{adm(nette)}$ (Kpa)
	N_q	N_c	N_γ		
La capacité portante statique	18,40	30,14	521	1600	521
La capacité portante sismique selon EC 07	18,40	30,14	/	611,1	/

Tableau VII.8 : Valeurs des facteurs de réduction de la capacité portante sismique selon RICHARDS

	Coefficients de la pression de la terre		Angles critiques		Les facteurs de réduction			q_{uE} (Kpa)
	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE}	ρ_{PE}	e_q	e_c	e_γ	
La capacité portante sismique selon RICHARDS (1993)	0,7108	3,1864	0,5095	-0,0468	0,2715	0,2246	0,0819	288,72

Tableau VII.9 : Valeurs des coefficients de réduction de la capacité portante sismique selon (CASCONE, PANE, CONTI)

La capacité portante sismique selon	L'effet inertiel du sol			L'effet inertiel de la superstructure			q_{uE} Kpa
	e_q^k	e_c^k	e_γ^k	e_q^i	e_c^i	e_γ^i	
La capacité portante sismique selon CASCONE (2016)	0,6292	1	0,5295	0,3899	0,4259	0,1955	284,62
La capacité portante sismique selon PANE (2016)	0,7352	1	0,7352	0,4955	0,4955	0,2955	473,89
La capacité portante sismique selon CONTI (2018)	0,7374	1	0,6453	0,3771	0,3771	0,1885	326,12

VII.5.1. Étude comparative entre les méthodes pseudo-statique et la méthode quasi-statique :

D'après les valeurs de la capacité portante sismique obtenues dans les tableaux précédents pour les méthodes pseudo-statiques et celle donnée par l'EUROCODE 07 (quasi-statique), on opte à tracer un ensemble de courbes de la capacité portante sismique en fonction de l'angle de frottement interne du sol, afin d'avoir une vision plus claire sur l'écart entre ces méthodes.

D'après la figure ci-dessous, nous observons qu'il existe une différence remarquable entre les méthodes de calcul de la capacité portante sismique, hormis les deux méthodes pseudo-statique (Richrds et Cascone). Ces deux dernières sont presque identiques.

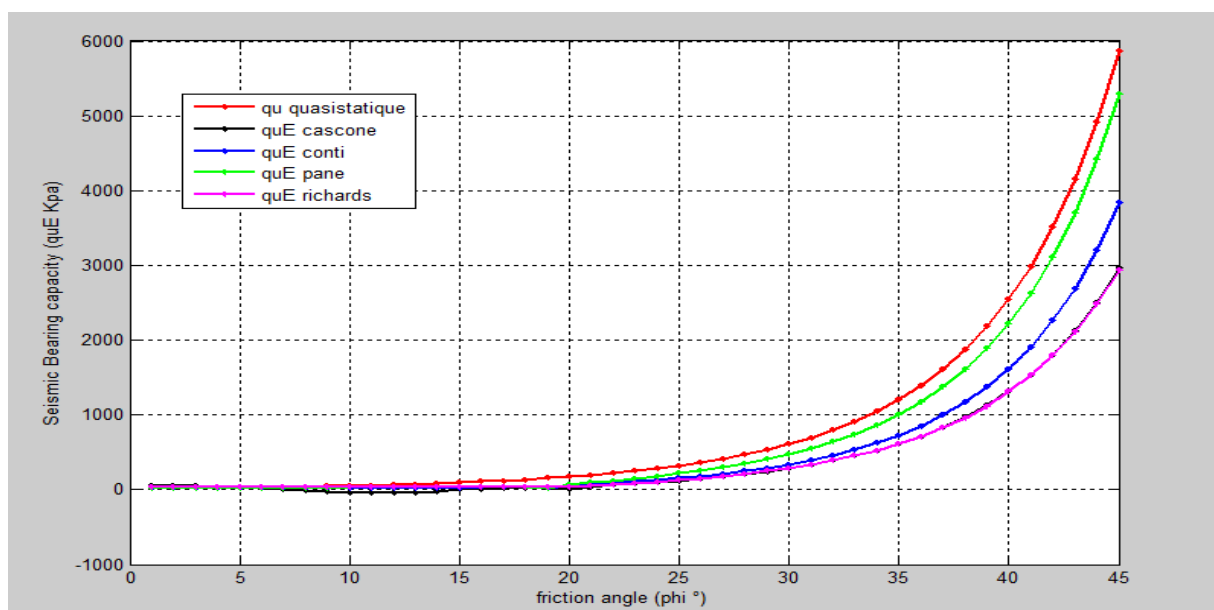


Figure VII.11 : Variation de la capacité portante dynamique en fonction de φ' .

VII.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a calculé la capacité portante statique admissible en utilisant la formule générale de Meyerhof afin de distinguer l'effet du séisme sur la réduction de la capacité portante et pour la comparer avec la capacité portante sismique, cette dernière a été calculée par des méthodes qui se basent sur des différentes approches comme quasi-statique qui est utilisé par l'Eurocode 07 et l'approche pseudo-statique qui est utilisée par Richards, Pane, Cascone et Conti.

Les résultats obtenus nous montrent que l'effet sismique a un impact significatif sur la capacité portante, cela devient clair qu'il y a une réduction de 10% à 40%, tout dépend la méthode du calcul. Ça reste à l'ingénieurs de prendre celle qui donne le cas le plus défavorable pour la vérification, c'est-à-dire les deux approches de Richards et Cascone.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'utilisation de la méthode des fonctions d'impédance dans l'analyse dynamique des massifs de fondations supportant des machines vibrantes, permet d'obtenir des résultats acceptables sur le plan pratique, malgré qu'elle fasse appel à des hypothèses plus au moins réalistes comparativement aux données réelles du problème, sachant qu'elle suppose que le sol est semi-infini homogène et la fondation est rigide alors que ces hypothèses ne sont pas très réalistes.

Ces fonctions d'impédance peuvent être déterminées par plusieurs formules analytiques simples, tel que les formules de Whitman, Veletsos et Kausel, ces formules sont généralement relatives aux caractéristiques mécaniques du sol, ainsi que les caractéristiques inertielles de la fondation, et permettent de déterminer les fréquences propres de vibration du système et d'évaluer par la suite les déplacements et les contraintes résultant sous le chargement statique et dynamique.

Une analyse non-linéaire a été réalisé sur les vibrations des fondations pour avoir le comportement de ces fondations sous l'effet d'un chargement dynamique et la dégradation des caractéristiques du sol et par la suite d'avoir leur importance d'applicabilité. Nous avons remarqué une légère diminution des caractéristiques dynamique du sol, de ce, nous pouvons dire que le comportement de la fondation reste linéaire sous un tel chargement.

Nous avons constaté aussi que l'étude du comportement sismique des fondations superficielles réside spécialement dans le calcul de leur capacité portante sismique sous chargement sismique, à ce niveau nous avons utilisé les différentes méthodes proposées par les chercheurs. Notre intérêt par cette modeste initiation à la recherche est de faire partager ces nouvelles méthodes, et surtout de comparer entre celles qui déterminent la capacité portante sismique, par conséquent, nous prenons la méthode de Richart et Cascone (méthode pseudo-statique) car elles donnent la valeur la plus sécuritaire, donc ce travail est orienté vers la nouvelle philosophie de la conception des fondations vibrantes plus stables vis-à-vis des conditions sismiques.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Lamb. E. H., 1904, On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid., Philosophical Transactions, Royal Soc. of London. Vol. 203.
- [2] Reissner. E., 1936, Stationäre, axialsymmetrische durch eine schüttelnde masse erregte schwingungen eines homogenen elastischen halbraumes, Ing. Archiv. Vol. 7. pp. 381-396.
- [3] Sung. T. Y., 1956, Vibrations in semi-infinite solids due to periodic loading". Symp. Dyn. Testing of Soils. ASTM. Special Technical Publication N° 156. ASTM. Philadelphia. Pa. pp. 35-68
- [4] Quinlan. P.M., 1953, The elastic theory of soil dynamics., Symposium on Dynamic Testing of Soils. ASTM-STP. No. 156.
- [5] Bycroft. G.N., 1956, Forced vibration of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic space or an elastic substratum, Philosophical Transactions, Royal Soc. of London. Vol. 248. pp. 327-368
- [6] Hsieh. T.K., 1962, Foundation vibrations, Proceedings, Institution of Civil Engineering, London, England. Vol. 22. pp. 211-226.
- [7] J.J. Johnson, Soil-structure interaction, In Earthquake engineering hand book, sous la dir. de CRC Press, LLC pp 31, 2003.
- [8] A. Pecker, Dynamique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- [9] A. Pecker, Dynamique des sols. Coll. « Collection géotechnique ». Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, pp 259, 1984.
- [10] A. Pecker, Dynamique des structures et des ouvrages. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- [11] J.P. Stewart, R.B. Seed et G.L. Fenves, Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects. Coll, PEER Reports, PEER-98/07: University of California, Berkeley, pp 233, 1998.
- [12] G. Mylonakis, A. Nikolaou et G. Gazetas, Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic And Inertial Effects. Part I: Soft Soil, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 26, no 3, pp 337-359, 1997.
- [13] B. Jeremic, G. Jie and M. Preisig, Earthquake–Soil–Structure Interaction, In Lecture Notes on Computational Geomechanics: Inelastic Finite Elements for Pressure Sensitive Materials. pp. 301, University of California, Davis, 2009.
- [14] J.P. Wolf, Dynamic soil-structure interaction, Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1985.

- [15] Gupta, S., Lin, T. W., Penzien, J., and Yen, C. S., 1980, Hybrid modelling of soil structure interaction, Earthquake Engineering Research Center Report 80-9, University of California, Berkeley
- [16] Veletsos, A.S, and Nair, V.V.D, 1974, 'Torsional Vibration for Viscoelastic Foundations' Journal of Geotechnical Engineering, V.100, Mar,pp 225-246
- [17] Veletsos, A.S, and Verbic, B, 1973, 'Torsional Vibration for Viscoelastic Foundations' Earthquake Engineering & Structural Dynamics, V.2, No. 1, July -Sept, pp 87-102
- [18] Veletsos, A.S, and Wei, Y.T, 1971, 'Lateral and Rocking Vibrations of footings' Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, V.97, Sept,pp 1227-1248
- [19] Dobry, R., and Gazetas, G. J., 1988, "Simple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups," Geotechnique, V. 38, No. 4, pp. 557-574.
- [20] Dobry, R., and Gazetas, G. J., 1986, "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations," Journal of the Geotechnical Engineering Division, V. 112, No. 2, Feb., pp. 109-135.
- [21] Gazetas, G., 1983, "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 2, No. 1, Jan., pp. 2-42.
- [22] Gazetas, G., 1991, "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations," Journal of Geotechnical Engineering, V. 117, No. 9, pp.
- [23] Richart Jr., F. E., and Whitman, R. V., 1967, "Comparison of Footing Vibration Tests with Theory," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, V. 93, Nov., pp. 143-168.
- [24] Richart Jr., F. E.; Hall Jr., J. R.; and Woods, R. D., 1970, Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 414 pp.
- [25] Lysmer, M., and Richart, F. E., 1966, "Dynamic Response of Footings to Vertical Loading," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, V. 92, Jan., pp. 65-91.
- [26] Baxter, R. L., and Bernhard, D. L., 1967, "Vibration Tolerances for Industry," ASME Paper 67-PEM-14, Plant Engineering and Maintenance Conference, Detroit, MI, Apr., 8 pp
- [27] H. B. Seed and I. M. Idriss, "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
- [28] B. O. Hardin and V. P. Drnevich, "Shear Modulus and Damping in Soil: Design Equations and Curves," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. 7, 1972, pp. 667-692.
- [29] Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations" by R. Richards Jr., D. G. Elms, and M. Budhu (April, 1993, Vol. 119, No. 4)
- [30] Static and seismic bearing capacity of shallow strip footings, Cascone, Ernesto, Casablanca, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2016 / 05 Vol. 84.

- [31] Pane V. Vecchiotti A. Cecconi M. A numerical study on the seismic bearing capacity of shallow foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2016.
- [32] Simplified formulas for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. R Conti. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 104, 64-74, 2018.
- [33] ACI 351.3R-18, Report on Foundations for Dynamic Equipment Reported by ACI Committee 351.
- [34] Elements of soil mechanics smith 9^{ème} edition 2014, Lan Smith, Wiley Blackwell.
- [35] Foundation design principles and practices 2016, Donald P. Coduto William, A. Kitch Man-chu Ronald Yeung.
- [36] Principles of foundations engineering 9^{ème} edition Praja M. Das 2019, Braja M. Das Dean Emeritus, California State University Sacramento, California, USA.
- [37] Shallow Foundations bearing capacity and settlements 3^{ème} editions, Braja M. Das, 2017, CRC Press Taylor & Francis Group.
- [38] Design of structures and Foundations for Vibrating Machines 4^{ème} editions 1984, Suresh C. Arya, Michael W. O'Neill, George Pincus.
- [39] Manual for the geotechnical design of structures to Eurocode 7, May 2013, The Institution of Structural Engineers.
- [40] Cours de dynamique des sols de M. HADID Mohamed et M. TOUNSI Khaled, 2021, 2022.

ANNEXE A

ANNEXE A

Chargements de la pression du gaz d'échappement

Les valeurs des forces de pression dues aux gaz d'échappement.

Echappement	x_i	y_i	z_i	Pression du gaz d'échappement (N)		
				X	Y	Y
H	0,875	2,1875	2,6	0	0	32804,84
H1	0,875	-2,1875	2,6	0	0	-32804,84
J	3,577	2,1875	2,6	0	0	32804,84
J1	3,577	-2,1875	2,6	0	0	-32804,84
K	4,761	2,1875	2,6	0	0	3600,27
K1	4,761	-2,1875	2,6	0	0	-3600,27
R	0,727	0	2,6	0	-44998,47	0
S	3,926	0	2,6	0	-44998,47	0
Σ				0	-89996,94	0

Chargements de dilatation thermique

Les valeurs des forces de dilatation thermique dues au auxiliaire.

Auxiliaire	x_i	y_i	z_i	Dilatation thermique (N)		
				X	Y(1)	Y(2)
A	-16,5	1,511	2,6	-/+20502,9	+/-20502,9	+/-20502,9
A1	-16,5	-1,511	2,6	-/+20502,9	-/+20502,9	0
B	-14,542	1,511	2,6	-/+34001,46	+/-34001,46	+/-34001,46
B1	-14,542	-1,511	2,6	-/+34001,46	-/+34001,46	0
C	-11,503	1,511	2,6	-/+34001,46	+/-34001,46	+/-34001,46
C1	-11,503	-1,511	2,6	-/+34001,46	-/+34001,46	0
D	-9,35	1,511	2,6	-/+13596,66	+/-13596,66	+/-13596,66
D1	-9,35	-1,511	2,6	-/+13596,66	-/+13596,66	0
L	-17,062	0	2,6	0	0	-/+54504,36
M	-8,982	0	2,6	+/-204195,15	0	-/+47598,12
Σ				-9,81	0	0

ANNEXE A

Les valeurs des forces de dilatation thermique dues à la turbine.

Turbine	x_i	y_i	z_i	Dilatation thermique (N)		
				X	Y(1)	Y(2)
E	-8,314	2,1875	3,118	-/+13400,46	+/-13400,46	+/-13400,46
E1	-8,314	-2,1875	3,118	-/+13400,46	-/+13400,46	0
F	-5,876	2,1875	3,118	-/+133504,29	+/-133504,29	+/-133504,29
F1	-5,876	-2,1875	3,118	-/+133504,29	-/+133504,29	0
G	-0,034	2,1875	3,118	+/-173401,56	-/+173401,56	+/-173401,56
G1	-0,034	-2,1875	3,118	+/-173401,56	+/-173401,56	0
N	-5,676	0	2,6	0	0	-/+161276,4
P	-0,244	0	2,6	-/+53003,43	0	-/+159020,1
Σ				-9,81	0	9,81

Les valeurs des forces de dilatation thermique dues aux gaz d'échappement.

Echappement	x_i	y_i	z_i	Dilatation thermique (N)		
				X	Y(1)	Y(2)
H	0,875	2,1875	2,6	+/-13596,66	+/-13596,66	+/-13596,66
H1	0,875	-2,1875	2,6	+/-13596,66	-/+13596,66	0
J	3,577	2,1875	2,6	+/-13596,66	+/-13596,66	+/-13596,66
J1	3,577	-2,1875	2,6	+/-13596,66	-/+13596,66	0
K	4,761	2,1875	2,6	+/-3001,86	+/-3001,86	+/-3001,86
K1	4,761	-2,1875	2,6	+/-3001,86	-/+3001,86	0
R	0,727	0	2,6	-/+60400,17	0	-/+13596,66
S	3,926	0	2,6	0	0	-/+16598,52
Σ				-9,81	0	0

ANNEXE A

Les valeurs des forces de dilatation thermique dues au générateur.

Générateur	x_i	y_i	z_i	Dilatation thermique (N)		
				X	Y(1)	Y(2)
A'	5,68	1,57	3,66	-/+80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
L'	5,68	-1,57	3,66	-/+80000,55	-/+80000,55	0
B'	6,13	1,57	3,66	-/+80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
M'	6,13	-1,57	3,66	-/+80000,55	-/+80000,55	0
C'	7,39	1,57	3,66	-/+80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
N'	7,39	-1,57	3,66	-/+80000,55	-/+80000,55	0
D'	8,39	1,57	3,66	-/+80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
P'	8,39	-1,57	3,66	-/+80000,55	-/+80000,55	0
E'	9,41	1,57	3,66	-/+80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
R'	9,41	-1,57	3,66	-/+80000,55	-/+80000,55	0
F'	10,43	1,57	3,66	+/-80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
S'	10,43	-1,57	3,66	+/-80000,55	-/+80000,55	0
G'	11,43	1,57	3,66	+/-80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
T'	11,43	-1,57	3,66	+/-80000,55	-/+80000,55	0
H'	12,70	1,57	3,66	+/-80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
U'	12,70	-1,57	3,66	+/-80000,55	-/+80000,55	0
J'	13,14	1,57	3,66	+/-80000,55	+/-80000,55	+/-80000,55
V'	13,14	-1,57	3,66	+/-80000,55	-/+80000,55	0
K'	14,60	1,57	3,66	+/-39995,37	+/-39995,37	+/-39995,37
Z'	14,60	-1,57	3,66	+/-39995,37	-/+39995,37	0
K''	16,10	1,57	3,66	+/-39995,37	+/-39995,37	+/-39995,37
Z''	16,10	-1,57	3,66	+/-39995,37	-/+39995,37	0
X	5,36	0	3,66	0	0	-/+400002,75
X1	16,42	0	3,66	0	0	-/+400002,75
W'	9,89	1,77	3,66	+/-400002,75	0	0
Y'	9,89	-1,77	3,66	+/-400002,75	0	0
Σ				0	0	0

ANNEXE A

Chargements dynamiques d'émergence

Les valeurs des forces dynamiques d'émergence dues au générateur.

Générateur	x_i	y_i	z_i	F vertical (N)	
				Y	Z
A'	5,68	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
L'	5,68	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
B'	6,13	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
M'	6,13	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
C'	7,39	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
N'	7,39	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
D'	8,39	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
P'	8,39	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
E'	9,41	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
R'	9,41	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
F'	10,43	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
S'	10,43	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
G'	11,43	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
T'	11,43	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
H'	12,70	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
U'	12,70	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
J'	13,14	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
V'	13,14	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
K'	14,60	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
Z'	14,60	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
K''	16,10	1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
Z''	16,10	-1,57	3,66	0	+/-21944 ,97
X	5,36	0	3,66	0	+/-21944 ,97
X1	16,42	0	3,66	0	+/-21944 ,97
W'	9,89	1,77	3,66	0	+/-21944 ,97
Y'	9,89	-1,77	3,66	0	+/-21944 ,97
Σ				0	+/-394999,65

ANNEXE A

Les valeurs des forces dynamiques d'émergence dues au générateur.

Générateur	x_i	y_i	z_i	F horizontal (N)		C.T.C.T (N)
				Y	Z	Z
A'	5,68	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
L'	5,68	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
B'	6,13	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
M'	6,13	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
C'	7,39	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
N'	7,39	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
D'	8,39	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
P'	8,39	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
E'	9,41	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
R'	9,41	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
F'	10,43	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
S'	10,43	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
G'	11,43	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
T'	11,43	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
H'	12,70	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
U'	12,70	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
J'	13,14	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
V'	13,14	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
K'	14,60	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
Z'	14,60	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
K''	16,10	1,57	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
Z''	16,10	-1,57	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
X	5,36	0	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
X1	16,42	0	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
W'	9,89	1,77	3,66	+/-21944 ,97	-/+30891,69	-/+167996,25
Y'	9,89	-1,77	3,66	+/-21944 ,97	+/-30891,69	+/-167996,25
Σ				+/-394999,65	0	0

ANNEXE A

Les valeurs des forces dynamiques d'émergence dues à la turbine.

Turbine	x_i	y_i	z_i	F vertical (N)	
				Y	Z
E	-8,314	2,1875	3,118	0	+/-22003,83
E1	-8,314	-2,1875	3,118	0	-/+22003,83
F	-5,876	2,1875	3,118	0	+/-227003,4
F1	-5,876	-2,1875	3,118	0	-/+227003,4
G	-0,034	2,1875	3,118	0	+/-263300,4
G1	-0,034	-2,1875	3,118	0	-/+263300,4
N	-5,676	0	2,6	0	0
P	-0,244	0	2,6	0	0
Σ				0	0

Les fonctions des coefficients de correction de la géométrie β_i pour les fondations à base rectangulaire.

Pour le mode de translation verticale suivant Z :

$$\text{Si : } L/B < 10 \quad \Rightarrow \quad \beta_z = 2,81$$

Sinon :

$$\beta_z = 2,11756 + 0,246945 \log(L/B) + 0,628164 \log(L/B)^2 - 0,18645 \log(L/B)^3$$

Pour le mode de translation horizontale suivant X :

$$\text{Si : } L/B < 0,5 \quad \Rightarrow \quad \beta_x = 1,02$$

$$\text{Si : } L/B > 10 \quad \Rightarrow \quad \beta_x = 1,21$$

Sinon :

$$\beta_x = 0,971972 + 0,09622 \log(L/B) + 0,224951 \log(L/B)^2 + 0,108538 \log(L/B)^3$$

Pour le mode de translation horizontale suivant Y :

$$\text{Si : } B/L < 0,5 \quad \Rightarrow \quad \beta_x = 1,02$$

ANNEXE A

$$\text{Si : } B/L \geq 10 \quad \Rightarrow \quad \beta_x = 1,21$$

Sinon :

$$\beta_x = 0,971972 - 0,09622 \log(B/L) + 0,224951 \log(B/L)^2 + 0,108538 \log(B/L)^3$$

Pour le mode de balancement autour de l'axe XX :

$$\text{Si : } B/L < 0,1 \quad \Rightarrow \quad \beta_{xx} = 0,36$$

$$\text{Si : } B/L \geq 10 \quad \Rightarrow \quad \beta_{xx} = 1,255$$

Sinon :

$$\beta_{xx} = 0,483816 + 0,284993 \log(B/L) + 0,324034 \log(B/L)^2 + 0,168837 \log(B/L)^3$$

Pour le mode de balancement autour de l'axe YY :

$$\text{Si : } L/B < 0,1 \quad \Rightarrow \quad \beta_{yy} = 0,36$$

$$\text{Si : } L/B \geq 10 \quad \Rightarrow \quad \beta_{yy} = 1,255$$

Sinon :

$$\beta_{yy} = 0,483816 + 0,284993 \log(L/B) + 0,324034 \log(L/B)^2 + 0,168837 \log(L/B)^3$$

ANNEXE B

ANNEXE B

Programme Matlab pour l'analyse non linéaire

```
% This scrip was made by Pr M.Hadid and modified by his students M.Boumimez
and S.Bouzelha based on Kausel formulas.
% embedded rectangular impedance function (from Pais and Kausel 1988,
Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations)
% the form of dynamic impedance function is  $K_d=K_s*(k+i*a_0*c)$ 
% this is a non linear analysis

clear

% data-----

pi=3.141592654;           % the number pi
B=5.23/2;                % Foundation semiwidth, m
L=34.86/2 ;             % Foundation semilenght, m,  L>=B
D=2.3;                   % Foundation depth, m
nu=0.33;                 % Poisson modulus,
PI=0;                    % plasticity index
Gmax=380*10^3;           % Static shear modulus, KN/m2
f=3000/60;               % Frequency of structure, Hz
% betas=0.03;           % soil hysteretic damping
ro=1.6;                  % mass volumique t/m3
% cs=sqrt(G/ro);        % soil shear velocity
phi=30;                  % grain friction angle
k0=1-sin(pi*phi/180);    % earth coefficient at rest
c=0;                     % the cohesion coefficient
Mt=1718.912;            % total mass of foundation machine t
Ixx=9.27*10^3;           % mass moment of inertia about xx t.m2
Iyy=1.51*10^5;           % mass moment of inertia about yy t.m2
Izz=1.47*10^5;           % mass moment of inertia about zz t.m2

% embedded coefficient-----
etaz=(1+(0.25+0.25/(L/B))*(D/B)^0.8);

% impedance function-----

w=2*pi*f;                % angular velocity rad/s
XSI=sqrt(2*(1-nu)/(1-2*nu));
we=f*2*pi;               % angular velocity rad/s
pd=115;                  % dynamic force KN

% calculation of stress:-----

Be=(B*L)^0.5;            % equivalent B
q=Mt*9.81/(4*B*L);       % foundation stress
sigmaex=(ro*9.81)*D;     % the excavation soil stress
Z=4*Be;                  % the depth where the foundation stress lose her
effect

% the calculation of the distortion of reference gamar-----
for j=1:2*fix(Z)
z(j)=j/2;
m=L/(B);n(j)=z(j)/(B);
I(j)=2/pi*(m*n(j)/(m^2+n(j)^2+1)^0.5*(m^2+2*n(j)^2+1)/(m^2+n(j)^2)/(n(j)^2+
1)+asin(m/(1+n(j)^2)^0.5/(m^2+n(j)^2)^0.5));
```

ANNEXE B

```
Q(j)=(q-sigmaex)*I(j);
sigmasol(j)=(ro*9.81)*z(j);
sigmav(j)=sigmasol(j)+Q(j);
tomax(j)=((0.5*(1+k0)*sigmav(j)*sin(pi*phi/180)+c*cos(pi*phi/180))^2-
(0.5*(1-k0)*sigmav(j))^2)^0.5;
gamar1(j)=100*tomax(j)/Gmax;
sum1(j)=gamar1(j)*0.5/fix(Z);

end
% the distortion of reference-----
gamar=sum(sum1);

% the calculation of new G and material damping-----

for i=1:20
if i==1
G1(i)=Gmax;
cs1(i)=(G1(i)/ro)^0.5;
a01(i)=we*B/cs1(i);
kz1(i)=1-((0.4+0.2/(L/B))*a01(i).^2./(10/(1+3*(L/B-1))+a01(i).^2));
Kz1(i)=G1(i)*B/(1-nu)*(3.1*(L/B)^0.75+1.6);
Kz1(i)=Kz1(i)*etaz;
Kzd1(i)=Kz1(i)*kz1(i);
wn1(i)=(Kzd1(i)/Mt)^0.5;
fn1(i)=wn1(i)/(2*pi);
betal(i)=we/wn1(i);
anz1(i)=sqrt(Kz1(i)*kz1(i)/Mt)*B/cs1(i);

% radiatif damping
betarz1(i)=(4*(XSI*(L/B)+(D/B)*(1+L/B))/(Kz1(i)/(G1(i)*B))).*(anz1(i)./2./kz1(i));
% material damping
betas1(i)=0.333*((1+exp(-0.0145*PI^1.3))/2)*((0.586*(G1(i)/Gmax)^2)-1.547*(G1(i)/Gmax)+1);
% total damping
betafz1(i)=betarz1(i)+betas1(i);
% transmissibility;
Tr1(i)=(sqrt(1+(2*betafz1(i)*betal(i))^2))/sqrt((1-betal(i)^2)^2+(2*betafz1(i)*betal(i))^2);
% the stress transmitted to the sol
sigma1(i)=(pd*Tr1(i))/(4*B*L);
gama1(i)=12*sigma1(i)/G1(i);

else

G1(i)=Gmax/(1+gama1(i-1)/gamar);
cs1(i)=(G1(i)/ro)^0.5;
a01(i)=we*B/cs1(i);
kz1(i)=1-((0.4+0.2/(L/B))*a01(i).^2./(10/(1+3*(L/B-1))+a01(i).^2));
Kz1(i)=G1(i)*B/(1-nu)*(3.1*(L/B)^0.75+1.6);
Kz1(i)=Kz1(i)*etaz;
Kzd1(i)=Kz1(i)*kz1(i);
wn1(i)=(Kzd1(i)/Mt)^0.5;
fn1(i)=wn1(i)/(2*pi);
betal(i)=we/wn1(i);
anz1(i)=sqrt(Kz1(i)*kz1(i)/Mt)*B/cs1(i);

% radiatif damping
betarz1(i)=(4*(XSI*(L/B)+(D/B)*(1+L/B))/(Kz1(i)/(G1(i)*B))).*(anz1(i)./2./kz1(i));
```

ANNEXE B

```
% material damping
betas1(i)=0.333*((1+exp(-0.0145*PI^1.3))/2)*((0.586*(G1(i)/Gmax)^2)-
1.547*(G1(i)/Gmax)+1));
% total damping
betafz1(i)=betarz1(i)+betas1(i);
% transmissibility;
Tr1(i)=(sqrt(1+(2*betafz1(i)*beta1(i))^2))/sqrt((1-
beta1(i)^2)^2+(2*betafz1(i)*beta1(i))^2);
% the stress transmitted to the sol
Qdyn(i)=(pd*Tr1(i))/(4*B*L);
gama1(i)=12*Qdyn(i)/G1(i);

end

end

j=1:Z;
figure(01);
plot(j,sigmasol(j),'rx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('la profondeur (Z (m))');
ylabel('La contrainte effective du sol (sigmasol (Kpa))');
grid on

figure(02);
plot(j,Q(j),'bx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('la profondeur (Z (m))');
ylabel('La contrainte effective (Fondation + charge statique) (Q (Kpa))');
grid on

figure(03);
plot(gamar1(j),tomax(j),'kx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('La deformation de cisaillement reference (gamar1 (%))');
ylabel('la contrainte de cisaillement maximale (tomax (Kpa))');
grid on

i=1:20;
figure(04);
plot(i,G1(i),'rx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('le nombre de cycle (i)');
ylabel('Le module de cisaillement (G1(i) (Kpa))');
grid on

figure(05);
plot(i,gama1(i),'bx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('le nombre de cycle (i)');
ylabel('La deformation de cisaillement (gama1(i) (%))');
grid on

figure(06);
plot(i,betas1(i),'kx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('le nombre de cycle (i)');
ylabel('amortissement materiel du sol (betas1)');
grid on

figure(07);
plot(G1(i),Kzd1(i),'rx-','MarkerSize',8,'LineWidth',2);
xlabel('le module de cisaillement (G1 (Kpa))');
ylabel('la regidite dynamique (Kzd (KN/m))');
grid on
```

ANNEXE B

```
a0=a01(20);
G=G1(20);
cs=cs1(20);
betas=betas1(20);

% Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid rectangular Footings at
the Ground
% Surface (Pais and Kausel, 1988) : dimensions are 2Lx2BXD with L>B

Kz=G*B/(1-nu)*(3.1*(L/B)^0.75+1.6);
Kx=G*B/(2-nu)*(6.8*(L/B)^0.65+2.4);
Ky=G*B/(2-nu)*(6.8*(L/B)^0.65+0.8*(L/B)+1.6);
Kxx=G*B^3/(1-nu)*(3.2*(L/B)+0.8);
Kyy=G*B^3/(1-nu)*(3.73*(L/B)^2.4+0.27);
Kzz=G*B^3*(4.25*(L/B)^2.45+4.06);

% Embedment Correction Factors for Static Stiffness of Rigid rectangular
Footings (Pais and Kausel, 1988)

etaz=(1+(0.25+0.25/(L/B))*(D/B)^0.8);
etax=(1+(0.33+1.34/(1+L/B))*(D/B)^0.8);
etay=etax;
etaxx=(1+D/B+(1.6/(0.35+L/B))*(D/B)^2);
etayy=(1+D/B+(1.6/(0.35+(L/B)^4))*(D/B)^2);
etazz=(1+(1.3+1.32/(L/B))*(D/B)^0.9);

% Elastic Solutions for Static Stiffness of embedded Rigid rectangular
Footings (Pais and Kausel, 1988)

Kz=Kz*etaz;
Kx=Kx*etax;
Ky=Ky*etay;
Kxx=Kxx*etaxx;
Kyy=Kyy*etayy;
Kzz=Kzz*etazz;

% Dynamic Stiffness Modifiers Ratios for Rigid rectangular Footings (Pais
and Kausel, 1988)

kz=1-((0.4+0.2/(L/B))*a0.^2./(10/(1+3*(L/B-1))+a0.^2));
kx=1;
ky=1;
kxx=1-(((0.55+0.1*sqrt(L/B-1))*a0.^2)./((2.4-0.4/(L/B)^3)+a0.^2));
kyy=1-((0.55*a0.^2)./((0.6+1.4/(L/B)^3)+a0.^2));
kzz=1-((0.33-0.03*sqrt(L/B-1))*a0.^2./((0.8/(1+0.33*(L/B-1))+a0.^2)));

% radiation damping coefficient for embedded Rigid rectangular Footings
(Pais and Kausel, 1988)

crz=(4*(XSI*(L/B)+(D/B)*(1+L/B))/(Kz/(G*B)));
crx=(4*(L/B+(D/B)*(XSI+L/B))/(Kx/(G*B)));
cry=(4*(L/B+(D/B)*(1+XSI*L/B))/(Ky/(G*B)));
crxx=((4/3)*((D/B)+(D/B)^3+XSI*(L/B)*(D/B)^3+3*(D/B)*(L/B)+XSI*(L/B))*a0.^
2)+4/3*(XSI*L/B+1)*(D/B)^3*(2.2-0.4/(L/B)^3)./((Kxx/(G*B^3))*((2.2-
0.4/(L/B)^3)+a0.^2));
```

ANNEXE B

```
cryy=(( (4/3) * ((L/B)^3 * (D/B) + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B)^2 + XSI * (L/B)^3) * a0.^2) + 4/3 * (XSI + L/B) * (D/B)^3 * (1.8 / (1 + 1.75 * (L/B - 1)))) ./ ((Kyy / (G * B^3)) * ((1.8 / (1 + 1.75 * (L/B - 1)))) + a0.^2);
crzz=(( (4/3) * (3 * (L/B) * (D/B) + XSI * (L/B)^3 * (D/B) + 3 * (L/B)^2 * (D/B) + XSI * (D/B) + (L/B)^3 + (L/B)) * a0.^2) ./ ((Kzz / (G * B^3)) * ((1.4 / (1 + 3 * (L/B - 1)^0.7)) + a0.^2)));
```

```
% fundamental pulsation for differentes directions
```

```
anx=sqrt(Kx*kx/Mt)*B/cs;
any=sqrt(Ky*ky/Mt)*B/cs;
anz=sqrt(Kz*kz/Mt)*B/cs;
anxx=sqrt(Kxx*kxx/Ixx)*B/cs;
anyy=sqrt(Kyy*kyy/Iyy)*B/cs;
anzz=sqrt(Kzz*kzz/Izz)*B/cs;
```

```
% Radiation Damping Ratios for Embedded rigid rectangular Footings
```

```
betarz=(4 * (XSI * (L/B) + (D/B) * (1 + L/B)) / (Kz / (G * B))) .* (anz ./ 2 ./ kz);
betarx=(4 * (L/B + (D/B) * (XSI + L/B)) / (Kx / (G * B))) .* (anx ./ 2 ./ kx);
betary=(4 * (L/B + (D/B) * (1 + XSI * L/B)) / (Ky / (G * B))) .* (any ./ 2 ./ ky);
betarxx=(( (4/3) * ((D/B) + (D/B)^3 + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B) + XSI * (L/B)) * a0.^2) + 4/3 * (XSI * L/B + 1) * (D/B)^3 * (2.2 - 0.4 / (L/B)^3)) ./ ((Kxx / (G * B^3)) * ((2.2 - 0.4 / (L/B)^3) + a0.^2)) .* (anxx ./ 2 ./ kxx);
betaryy=(( (4/3) * ((L/B)^3 * (D/B) + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B)^2 + XSI * (L/B)^3) * a0.^2) + 4/3 * (XSI + L/B) * (D/B)^3 * (1.8 / (1 + 1.75 * (L/B - 1)))) ./ ((Kyy / (G * B^3)) * ((1.8 / (1 + 1.75 * (L/B - 1)))) + a0.^2)) .* (anyy ./ 2 ./ kyy);
betarzz=(( (4/3) * (3 * (L/B) * (D/B) + XSI * (L/B)^3 * (D/B) + 3 * (L/B)^2 * (D/B) + XSI * (D/B) + (L/B)^3 + (L/B)) * a0.^2) ./ ((Kzz / (G * B^3)) * ((1.4 / (1 + 3 * (L/B - 1)^0.7)) + a0.^2))) .* (anzz ./ 2 ./ kzz);
```

```
% foundation Damping Ratios for Embedded rigid rectangular Footings
```

```
betafz=betarz+betas;
betafx=betarx+betas;
betafy=betary+betas;
betafzz=betarzz+betas;
betafxx=betarxx+betas;
betafyy=betaryy+betas;
```

```
% foundation damping coefficient for embedded Rigid rectangular Footings (Pais and Kausel, 1988)
```

```
cfz=(betafz)/pi/f*Kz*kz;
cfx=(betafx)/pi/f*Kx*kx;
cfy=(betafy)/pi/f*Ky*ky;
cfzz=(betafzz)/pi/f*Kzz*kzz;
cfxx=(betafxx)/pi/f*Kxx*kxx;
cfyy=(betafyy)/pi/f*Kyy*kyy;
```

```
% symplified formulas obtained from nistgcr12-917-21
```

```
crxx1=(( (4/3) * ((D/B) + (D/B)^3 + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B) + XSI * (L/B)) * a0.^2) ./ ((Kxx / (G * B^3)) * ((2.2 - 0.4 / (L/B)^3) + a0.^2)) + 4/3 * (XSI * L/B + 1) * (D/B)^3 / (Kxx / (G * B^3)));
cryy1=(( (4/3) * ((L/B)^3 * (D/B) + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B)^2 + XSI * (L/B)^3) * a0.^2) ./ ((Kyy / (G * B^3)) * ((1.8 / (1 + 1.75 * (L/B - 1)))) + a0.^2)) + 4/3 * (XSI + L/B) * (D/B)^3 / (Kyy / (G * B^3)));
betarxx1=(( (4/3) * ((D/B) + (D/B)^3 + XSI * (L/B) * (D/B)^3 + 3 * (D/B) * (L/B) + XSI * (L/B)) * a0.^2) ./ ((Kxx / (G * B^3)) * ((2.2 -
```

ANNEXE B

```
0.4/(L/B)^3+a0.^2))+4/3*(XSI*L/B+1)*(D/B)^3/(Kxx/(G*B^3))).*(anxx./2./kxx)
;
betaryy1=((4/3)*((L/B)^3*(D/B)+XSI*(L/B)*(D/B)^3+(D/B)^3+3*(D/B)*(L/B)^2+X
SI*(L/B)^3)*a0.^2)./(Kyy/(G*B^3))*(1.8/(1+1.75*(L/B-
1)))+a0.^2))+4/3*(XSI+L/B)*(D/B)^3/(Kyy/(G*B^3))).*(anyy./2./kyy);

%-----
%-----

% Fréquence propre non amortie et Fréquence propre de résonance
(tours/min)

fnx=anx/2/pi*cs/B*60;frx=fnx*sqrt(1-2*betafx^2);
fny=any/2/pi*cs/B*60;fry=fny*sqrt(1-2*betafy^2);
fnz=anz/2/pi*cs/B*60;frz=fnz*sqrt(1-2*betafz^2);
fnxx=anxx/2/pi*cs/B*60;frxx=fnxx*sqrt(1-2*betafxx^2);
fnyy=anyy/2/pi*cs/B*60;fryy=fnyy*sqrt(1-2*betafyy^2);
fnzz=anzz/2/pi*cs/B*60;frzz=fnzz*sqrt(1-2*betafzz^2);

%-----
%-----

% Amplification ratio

% vertical amplitude
Ax=1./sqrt((1-(a0./anx).^2).^2+(2*betafx.*a0./anx).^2);
Ay=1./sqrt((1-(a0./any).^2).^2+(2*betafy.*a0./any).^2);
Az=1./sqrt((1-(a0./anz).^2).^2+(2*betafz.*a0./anz).^2);
Axx=1./sqrt((1-(a0./anxx).^2).^2+(2*betafxx.*a0./anxx).^2);
Ayy=1./sqrt((1-(a0./anyy).^2).^2+(2*betafyy.*a0./anxx).^2);
Azz=1./sqrt((1-(a0./anzz).^2).^2+(2*betafzz.*a0./anxx).^2);
```

ANNEXE C

ANNEXE C

Programme Matlab pour le calcul de la capacité portante statique et sismique

% This scrip was made by M.Boumizez and S.Bouzelha and has been reviewed by Pr M.Hadid based on Pane ,Cascone ,Conti and Richards articals and Eurocode 7

```
B=5.25;           % width (m)
L=34.86;         % length (m)
Df=2.3;          % embedment (m)
g=9.81;          % gravitation acceleration (m/s2)
ros=16/g;        % soil self weight (t/m3)
rob=2.4;         % concrete self weight (t/m3)
phi=30*pi/180;   % friction angle (radian)
c=0;             % cohesion coefficient
delta=phi/2;     % inclination angle (radian)
beta=phi/12;     % wall friction angle (radian)
ah=0.35*g;       % horizontal seismic acceleration (m/s2)
av=1/3*ah;       % vertical seismic acceleration (m/s2)
kh=ah/g;         % horizontal seismic coefficient
kv=av/g;         % vertical seismic coefficient
W=1719*g;        % foundation + machine weight (KN)
F=114.60;        % external vertical dynamic force (KN)
xv=0;           % point of application of V force in x direction
yv=0;           % point of application of V force in y direction
H=W*kh;         % seismic horizontal force (KN)
V=W+F;          % total vertical force (KN)
el=V*xv/(V+W);  % eccentricity of the external vertical force in L
direction (m)
eb=V*yv/(V+W);  % eccentricity of the external vertical force in B
direction (m)
L1=L-2*el;      % effective length of the foundation (m)
B1=B-2*eb;      % effective length of the foundation (m)
Hs=114.60;      % horizontal static force (KN)
A1=B1*L1;       % effective area (m2)

% bearing capacity factors:
Nq=tan(pi/4+phi/2)^2*exp(pi*tan(phi)); % from Eurocode 7
Nc=(Nq-1)*cot(phi); % from Eurocode 7
Ng=2*(Nq-1)*tan(phi); % from Eurocode 7
% load inclination factors:
% 1 means H acts in the direction of B and 0 in L
HparRapportL=1;
if HparRapportL==1
m=(2+B1/L1)/(1+B1/L1);
else
m=(2+L1/B1)/(1+L1/B1);
end
iq=(1-Hs/(V+A1*c*cot(phi)))^m; % from Eurocode 7
ic=iq-(1-iq)/(Nc*tan(phi)); % from Eurocode 7
ig=(1-Hs/(V+A1*c*cot(phi)))^(m+1); % from Eurocode 7
iqe=(1-(Hs+H)/(V+A1*c*cot(phi)))^m; % from Eurocode 7
ice=iq-(1-iq)/(Nc*tan(phi)); % from Eurocode 7
ige=(1-(H+Hs)/(V+A1*c*cot(phi)))^(m+1); % from Eurocode 7
% shape factors:
sq=1+B1/L1*sin(phi); % from Eurocode 7
sg=1-0.3*B1/L1; % from Eurocode 7
sc=(sq*Nq-1)/(Nq-1); % from Eurocode 7
```

ANNEXE C

```
% depth factors:
% from Principles of Foundation Engineering_ 9th Edition_ SI Edition page
221
if Df/B<1
if phi==0
dc=1+0.4*Df/B;
dq=1;
dg=1;
else
dq=1+2*tan(phi)*(1-sin(phi))^2*Df/B;
dc=dq-(1-dq)/(Nc*tan(phi));
dg=1;
end
else
if phi==0
dc=1+0.4*atan(Df/B);
dq=1;
dg=1;
else
dq=1+2*tan(phi)*(1-sin(phi))^2*atan(Df/B);
dc=dq-(1-dq)/(Nc*tan(phi));
dg=1;
end
end
% static bearing capacity:
qu=c*Nc*sc*dc*ic+ros*g*Df*Nq*sq*dq*iq+0.5*ros*g*B*Ng*sg*dg*ig; % general
formula of Meyerhof
% quasistatique bearing capacity:
qu_quasistatique=c*Nc*sc*dc*ice+ros*g*Df*Nq*sq*dq*iqe+0.5*ros*g*B*Ng*sg*dg*
ige; % from Eurocode 7
%-----CASCONE-----
% seismic bearing capacity:-----
% effect of soil inertia:
eqk_cascone=(1-0.92*kh*cot(phi)/(1-
kv))^ (0.511*tan(phi)+0.118)*sqrt(kh^2+(1-kv)^2);
egk_cascone=(1-0.92*kh*cot(phi)/(1-kv))^ (0.198*tan(phi)^2-
0.014*tan(phi)+0.528)*sqrt(kh^2+(1-kv)^2);
eck_cascone=1;
% effect of superstructure inertia:
eci_cascone=(1-0.4*kh*cot(phi)/(1-
kv))^ (3.894*tan(phi)^2+2.326*tan(phi)+0.019);
eqi_cascone=(1-0.65*kh*cot(phi)/(1-
kv))^ (1.78*tan(phi)^2+1.727*tan(phi)+0.004);
egi_cascone=(1-0.9*kh*cot(phi)/(1-
kv))^ (2.005*tan(phi)^2+1.452*tan(phi)+0.191);
% seismic bearing capacity factors:
Nqe_cascone=Nq*eqk_cascone*eqi_cascone;
Nce_cascone=Nc*eck_cascone*eci_cascone;
Nge_cascone=Ng*egk_cascone*egi_cascone;
% dynamic bearing capacity:
quE_cascone=c*Nce_cascone*sc*dc+ros*g*Df*Nqe_cascone*sq*dq+0.5*ros*g*B*Nge_
cascone*sg*dg;
% -----CONTI-----
% seismic bearing capacity:-----
beta1=atan((Hs+H)/V);
% effect of soil inertia:
eqk_conti=(1-kh/tan(phi))^ (0.37*tan(phi)^0.5);
egk_conti=(1-kh/tan(phi))^0.47;
eck_conti=1;
% effect of superstructure inertia:
```

ANNEXE C

```

eqi_conti=(1-0.5*tan(beta1))^5;
eci_conti=eqi_conti;
egi_conti=(1-tan(beta1)/tan(phi))^(4.1*tan(phi)^1.4));
% seismic bearing capacity factors:
Nqe_conti=Nq*eqk_conti*eqi_conti;
Nce_conti=Nc*eck_conti*eci_conti;
Nge_conti=Ng*egk_conti*egi_conti;
% dynamic bearing capacity:
quE_conti=c*Nce_conti*sc*dc+ros*g*Df*Nqe_conti*sq*dq+0.5*ros*g*B*Nge_conti*
sg*dg;

%-----PANE-----
% seismic bearing capacity:-----
% effect of structure inertia:
eqi_pane=(1-kh)^1.63;
egi_pane=(1-kh)^2.83;
eci_pane=eqi_pane;
% effect of soil inertia:
eqk_pane=(1-kh/tan(phi))^0.33;
egk_pane=eqk_pane;
eck_pane=1;
% seismic bearing capacity factors:
Nqe_pane=Nq*eqi_pane*eqk_pane;
Nce_pane=Nc*eci_pane*eck_pane;
Nge_pane=Ng*egi_pane*egk_pane;
% dynamic bearing capacity:
quE_pane=c*Nce_pane*sc*dc+ros*g*Df*Nqe_pane*sq*dq+0.5*ros*g*B*Nge_pane*sg*d
g;
%-----RICHARDS-----
% earth pressure coefficients:
Ka=cos(phi)^2/cos(delta)/(1+sqrt(sin(phi+delta)*sin(phi)/cos(delta)))^2;
Kp=cos(phi)^2/cos(delta)/(1-sqrt(sin(phi+delta)*sin(phi)/cos(delta)))^2;
pa=phi+atan((sqrt(tan(phi)*(tan(phi)+cot(phi))*(1+tan(delta)*cot(phi)))-
tan(phi))/(1+tan(delta)*(tan(phi)+cot(phi))));
pp=-
phi+atan((sqrt(tan(phi)*(tan(phi)+cot(phi))*(1+tan(delta)*cot(phi)))+tan(ph
i))/(1+tan(delta)*(tan(phi)+cot(phi))));
% bearing capacity factors:
Nqd=Kp/Ka;
Ncd=(Nqd-1)*cot(phi);
Ngd=tan(pa)*(Kp/Ka-1);
% seismic bearing capacity:-----

theta=atan(kh/(1-kv));
a=phi-theta;
Kae=cos(phi-
theta)^2/(cos(theta)*cos(delta+theta)*(1+sqrt(sin(phi+delta)*sin(phi-
theta)/cos(delta+theta)))^2);
Kpe=cos(phi-theta)^2/(cos(theta)*cos(delta+theta)*(1-
sqrt(sin(phi+delta)*sin(phi-theta)/cos(delta+theta)))^2);
pae=a+atan((sqrt((1+tan(a)^2)*(1+tan(delta+theta)*cot(a)))-
tan(a))/(1+tan(delta+theta)*(tan(a)+cot(a))));
ppe=-a+atan((sqrt((1+tan(a)^2)*(1+tan(delta-
theta)*cot(a))+tan(a))/(1+tan(delta+theta)*(tan(a)+cot(a))));
% seismic bearing capacity factors:
Nqe=Kpe/Kae;
Nce=(Nqe-1)*cot(phi);
Nge=tan(pae)*(Kpe/Kae-1)
% ratio of seismic to static bearing capacity factors:
eq_richards=Nqe/Nqd;

```

ANNEXE C

```
ec_richards=Nce/Ncd;  
eg_richards=Nge/Ngd;
```

```
% dynamic bearing capacity:
```

```
quE_richards=c*Nc*sc*dc*ec_richards+ros*g*Df*Nq*sq*dq*eq_richards+0.5*ros*g  
*B*Ng*sg*dg*eg_richards;
```