

UVIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON-1

42, Boulevard du 11 novembre 1918
69621 VILLEURBANNE

0663
DESS
1984
1
A

DIPLOME D'ETUDES SUPERIEURES SPECIALISEES

INFORMATIQUE DOCUMENTATAIRE

AUTEUR : BENTANBA Naima

DATE : 1984

BIBLIOTHEQUE DE L'ENSSIB



841190D

TU

DESS 49841A

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON-1

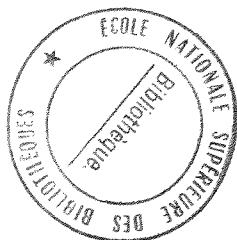
42, Boulevard du 11 Novembre 1918
69621 VILLEURBANNE

NOTE DE SYNTHESE

TASSEMENTS ADMISSIBLES SOUS LES BATIMENTS

DIPLOME D'ETUDES SUPERIEURES SPECIALISEES

INFORMATIQUE DOCUMENTAIRE



AUTEUR : BENTANBA Naïma

DESS

DATE : 1984

1984

1

A

Sommaire

I] Méthodologie

II] Synthèse

1. Présentation des problèmes liés au tassement

2. Etude des tassements dans des réservoirs cylindriques

3. Etude de tassements sous des marchés rectangulaires

4. Fondations spéciales (2 cas)

5. Influence de l'histoire géologique du site

6. Influence de la répartition des charges dans un bâtiment industriel

7. Recueils techniques

8. Influence de l'interaction structure-fondation-sol

9. Conclusion

Bibliographie

I méthodologie

L'objet de la présente étude est la détermination des limites admissibles des déformations multiples (tassements non uniformes, inclinaison du plancher, ... etc) d'une fondation d'un bâtiment soumis à une charge extérieure.

Pour établir cette note de synthèse, nous avons fait recherche bibliographique manuelle et une autre informatisée.

La recherche manuelle a été faite par un dépouillement des sommaires des périodiques publiés dans le domaine de la géotechnique.

Les périodiques consultés sont :

- Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics (ITBTP)
- Bulletin technique de la suisse romande
- Revue Française de Géotechnique
- Journal of Geotechnical engineering division Proceeding of the american society of civil engineers (ASCE)
- Géotechnique

- Canadian geotechnical Journal

- Travau*

Un dépouillement a été également fait dans les congrès internationaux et régionaux reçus au Laboratoire géotechnique de l'INSA.

Pour la recherche informatisée, la stratégie de la recherche sur la base Pascal est la suivante:

- étape de recherche 1

? Tassement +

1 Résultat 1236

Etape de recherche 2

? charge extérieure

* 2 * Résultat 0

Etape de recherche 3

? charge ET extérieure

* 3 * Résultat 193

Etape de recherche 4

? charge ? extérieure ?

* 4 * Résultat 333

Etape de recherche 5

1 et 4

* 5 * Résultat 4

Etape de recherche 6

? 1 et bâtiment ?

* 6 * Résultat 76

Etape de recherche 7

? 1 et Structure

* 7 * Résultat 144

Etape de recherche 8

? et structures

* 8 * Resultat 70

Etape de recherche 9

? 7 ou 8

* 9 * Resultat 187

Etape de recherche 10

? 5 ou 6 ou 9

* 10 * Resultat 240

Etape de recherche 11

? tr. rch Fre / La

Etape de recherche 12

? tr. rch Eng / La

Etape de recherche 13

11 ou 12

* 13 * Resultat 179

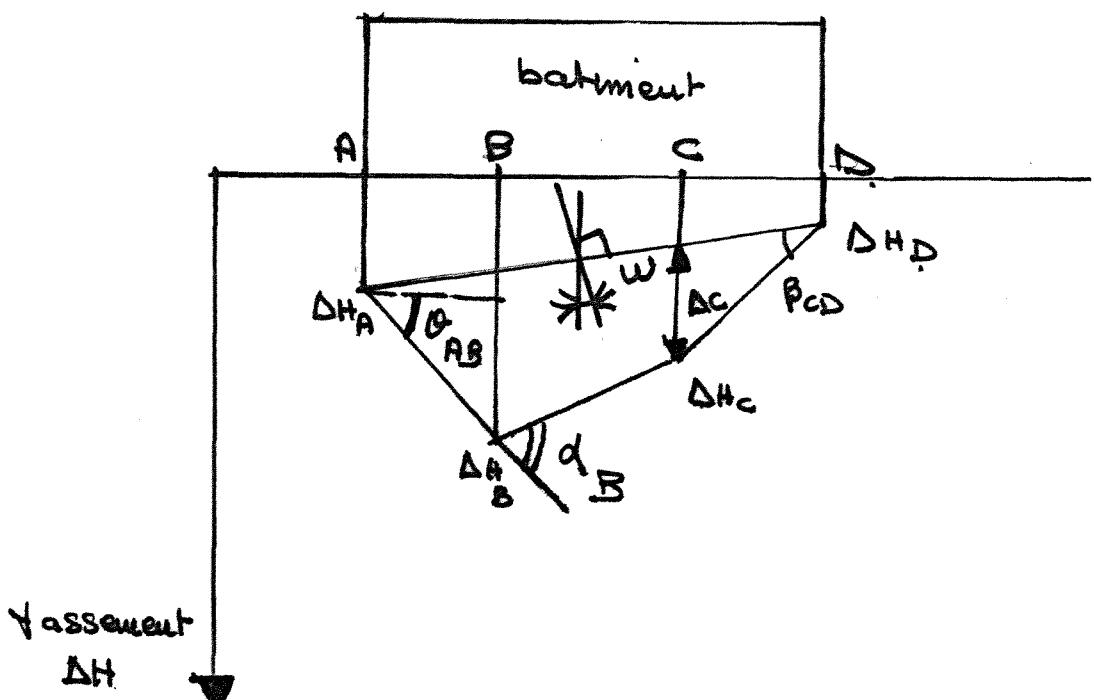
II Synthèse

1- Présentation des problèmes liés au tassement

Tout terrain soumis à des charges provoquées par les constructions réalisées, subit des déformations multiples (tassements non uniformes, rotation de la structure, inclinaison du plancher,).

Les experts ont montré que pour certaines valeurs de ces paramètres, la structure s'effondre ou présente des problèmes opérationnels.

Dans la figure suivante, nous donnons un schéma d'une fondation d'un bâtiment et des différents paramètres :



$\Delta H_A, \Delta H_B, \Delta H_C, \Delta H_D, \dots =$ Tassement absolu
des points A, B, C, D, ...

$\Delta H_{BC} = \Delta H_B - \Delta H_C$ = tassement différentiel entre les points B et C

$$\Theta_{AB} = \text{rotation de AB} = \frac{\Delta H_B - \Delta H_A}{AB}$$

$$\alpha_B = \text{déformation angulaire} = \Theta_{AB} + \Theta_{BC}$$

ω = rotation de la structure

β_{CD} = rotation relative

Δc = déflexion relative

Nous donnons un exemple d'un bâtiment qui a subi des dégâts : [1]

C'est le cas d'une expertise judiciaire concernant les déflagrations d'une très grande usine qui ont subi des tassements différenciels très importants (atteignant 5 à 22 cm entre des points séparés de quelques mètres seulement). Ces tassements ont entraîné des difficultés d'exploitation et la désorganisation complète des réseaux d'évacuation des eaux pluviales, des eaux usées et des eaux vannes.

Le terrain où il a été construit l'usine se trouve dans une zone industrielle située près d'une rivière. Quelques sondages préliminaires avaient montré que ce terrain légèrement en pente, comportait des zones marécageuses très compressibles, avec inclusion de bancs de tourbes d'épaisseurs importantes et variables qui surmontent des affleurements.

Sablo-gravelous de bonne compacité existant sur une grande profondeur avec quelques intercalations argileuses. L'usine est construite en 2 phases, son ossature est constituée par une charpente métallique dont les piliers, répartis selon une trame de 2,4 m par 2,4 m, sont fondés sur des pieux encastrés dans les couches compactes profondes. Par contre les dallages des différents locaux réalisés en béton de 20 cm d'épaisseur sont exécutés directement sur des remblais sablo-gravelous compacts. Les remblais sablo-gravelous mis en œuvre avant l'exécution des dallages ont une épaisseur variable affant de 60 cm en partie est à 1,80 m en partie ouest.

Peu de temps après la mise en service de l'usine, des tassements apparaissent dans différentes parties de l'usine. Des dallages s'enfoncent ou basculent par suite de tassements différents survenus. Par ailleurs, le bardage métallique constituant la façade commence à se déformer et à se cisailler localement. Le chassis des fenêtres qui éclairent l'usine sont complètement déformés. Des nids apparaissent à la jonction de la base du bardage et du dallage. Par ces nids passent des courants d'air, fort désagréable pour les ouvriers et s'échappent beaucoup de froid au hiver. Au cours du premier été d'occupation, des odeurs nauséabondes se dégagent au droit des canalisations d'évacuation des eaux-vannes.

Devant l'ampleur des désordres observés et les inconvenients

graves qui en résultent, le maître d'ouvrage assigne l'entrepreneur et le bureau d'études qui ont exécuté les travaux devant le tribunal de grande instance de la localité. Un expert est désigné par le tribunal pour déterminer les causes des dégâts, prescrire les remèdes à mettre en œuvre. Après avoir examiné les œuvres dévastées, l'expert constate que ces dernières sont imputables, manifestement à des tassements différents.

Les études réalisées par l'expert et ses assistants ont montré : Le sol du terrain est composé de 3 couches :

- Remblai gravier superficiel
- Argile avec inclusion de tourbes entre 1,50m et 6,50m
- au dessous sable et gravier compact.

Les caractéristiques de ces couches sont :

a) Remblai superficiel

$$0,6 < P_f < 0,9 \text{ MPa}$$

$$0,9 < P_L < 1,4 \text{ MPa}$$

$$5,0 < E < 7,2 \text{ MPa}$$

P_f = Pression de flottage

b) Couche compressible

$$0,13 < P_f < 0,18 \text{ MPa}$$

$$0,23 < P_L < 0,32 \text{ MPa}$$

$$0,67 < E < 1,5 \text{ MPa}$$

P_f = Pression limite

c) Substratum sablo-gravier

$$0,53 < P_f < 0,6 \text{ MPa}$$

$$0,6 < P_L < 0,72 \text{ MPa}$$

$$2,5 < E < 2,9 \text{ MPa}$$

E = module de déformation
pressiométrique

Les conclusions que l'expert et ses assistants ont tiré de leur étude sont :

- Le remblai est constitué de matériaux parfaitement donc exempts d'argile et sa qualité est normale : Le travail de l'entreprise n'est donc pas critiquable à ce sujet.
- Les tassements absolus et différents sont donc imputables à la nature des couches du terrain naturel supportant le remblai et les charges d'utilisation de l'usine.

Par conséquence, l'expert prescrit la démolition des canalisations de eau-vaine et leur remplacement en tuyaux plastiques, posés dans des caniveaux béton armé accessible, de même il a prescrit la démolition des 2 premiers ateliers de dallages et de les reconstruire en dalles préfabriquées et a prescrit aussi d'autres remèdes.

Pour faciliter l'exécution de ces travaux très coûteux, les parties se mettent d'accord sans attendre le jugement, pour financer conjointement et provisoirement, sans reconnaissance de responsabilité, la remise en bon état des différents parts de l'usine mais un différent apparaît entre l'entreprise et sa compagnie d'assurance décennale. Cette dernière estime qu'elle n'a pas à couvrir les dommages survenus dans les dallages exécutés sur les remblais. Ainsi donc, nous examinons par la suite les limites admissibles des déformations multiples.

Nous essayerons de donner ces limites en fonction des critères suivants :

- types de structures et de fondations
- Valeurs et répartition des surcharges sur le sol
- dimension et forme de fondation
- Nature du sol
- etc...

2- Etude des tassements sous des réservoirs cylindriques

1^{er} cas [2]

Un réservoir d'entreposage de pétrole (T270), de forme cylindrique, de diamètre 52,3 m et de hauteur 23,7 m a subit une rupture sept mois après qu'il a été placé en service. Un comité d'experts a accompli des études étendues dans les causes de rupture du réservoir T270. Des données sur les propriétés du sol de fondation, des tassements due au remplissage du réservoir avec l'eau et la stabilité de fondation pour le réservoir T270 sont analysées et comparées avec des données semblables d'autres grands réservoirs d'autres sites (Indonésie, Puerto Rico, Iran, Canada, Angleterre, Etats-Unis) et avec les données publiées de la littérature sur d'autres réservoirs.

Des informations techniques pour chacun de ces réservoirs (dimension, propriété du sol de fondation, essai de charge avec de l'eau, ...) sont données dans le tableau suivant :

Réservoir	Diamètre (m)	Hauteur (m)	Charge maximale à l'essai Kg/cm²	Type du sol
T270	52,5	23,7	2,49	argile Limoneuse et Sable
T271	52,5	23,7	2,54	/
F	29,6	28,8	2,65	Gravier
P	46,6	14,6	1,68	Limon
R ₄	35,9	12,2	1,2	Sable et argile.
O	36,6	14,6	1,2	Limon, argile limoneuse, argile sableux
R ₅	45,3	14,6	1,4	Argile, Argile sableuse
T16	78,5	24,3	2,45	argile Limoneuse et sable

Cette étude montre que les réservoirs F, P et R₁ s'inclinent respectivement de 0,84%, 0,40% et 0,34% alors que le réservoir T₂₇₀ est incliné de 0,30%. Les premiers réservoirs restent en service sans redressement. Autres réservoirs O et R₅ penchent deux fois plus que le réservoir T₂₇₀, mais parce que leurs tassements différentiels du plancher étaient plus sévères, ces réservoirs ont été redressés.

pour la majorité des réservoirs donnés dans le tableau précédent, le tassement différentiel du plancher est plus grand que celui du réservoir T₂₇₀. Cependant les premiers réservoirs restent satisfaisants en service.

L'analyse effectuée par Green et Hight [3] pour les réservoirs de bac plat, montre que lorsque la réaction du tassement différentiel atteint 2 à 3% de la valeur du diamètre du réservoir, la rupture de soudure du plancher devient probable.

Rinne [4] suggère un tassement différentiel admissible du plancher de 1,1% du diamètre du réservoir.

Donc il a été conclu dans cette étude que :

- La vitesse de tassements jusqu'à la fin de l'essai avec l'eau confirment les théories de consolidation et que le sol de fondation du réservoir T₂₇₀ n'a pas subit de rupture de chargement
- L'inclinaison n'a pas contribué à la rupture du réservoir T₂₇₀

- le tassement différentiel du plancher admissible dépend de la configuration de la membrane qui encercle la partie inférieure (floor crown)
- un tassement de 2 à 3% du diamètre du réservoir est admissible pour un plancher de cette forme W (Coned-up floors), tandis que des tassements de tassements devront la cause de rupture des réservoirs de planchers plats ou de forme  (Coned-down floors)

2^eme cas [5]

Une autre étude consiste en la compilation des données de tassement provenant de la littérature et d'expérience effectuée. Ces données sont comparées aux valeurs limites généralement utilisées dans l'évaluation de la condition d'un réservoir. Les réservoirs étudiés sont des réservoirs métalliques d'entreposage de pétrole, de forme cylindrique, de fond mince, de toit fixe ou flottant. Leurs diamètres varient de 10 à 90 m et leur hauteur vont de 6 à 18,5 m. Les épaisseurs des coques vont de 19 à 38 mm et les planchers sont construits de plaques d'acier de 6,5 à 10 mm d'épaisseur. Les toits fixes sont souvent en forme de cone. Bellomi et ses collaborateurs (1974) suggèrent une distortion de 0,22% comme une valeur de sécurité pour les réservoirs à toit flottant. De même, entre les tassements de 2 points

adjacents de la paroi (la coque), ils ont suggéré une inclinaison maximale par rapport à l'horizontale de 0,30 à 0,35%.

Green et Hight (1974) firent des recherches sur la rupture de deux réservoirs en terme de tassement entre le bord et le centre. Les réservoirs avaient 12,8 m de haut et des diamètres de 14,6 m et 24,4 m. Les fondations de ces réservoirs furent inclinées vers le bas depuis le bord vers le centre à $\frac{1}{50}$. La recherche montre que les soudures de la plaque du patache près du bord du réservoir avait cédé causant une rupture.

Les discussions des résultats de cette étude montrent que la probabilité de causer des dommages à un réservoir s'accroît avec la distorsion angulaire.

Les limites de distorsion suggérés sont respectivement :

$\frac{1}{20}$, $\frac{1}{20}$. Pour des mouvements locaux près de la coque et 45° des mouvements hors plan du périmètre

3- Etude de tassements sous des radiers rectangulaires

1^{er} cas [6]

Un radier de fondation (52,46 m x 70,76 m x 2,52 m) reposant sur une excavation profonde de 18,3 m pour le bâtiment One Sheff Plaza de 217,8 m de hauteur fut instrumenté pour contrôler l'interaction sol-structure.

La One shell plaza est une tour de 52 étages en béton armé. Sa hauteur est 217,8 m au dessus du niveau de la rue. La structure entière est faite de béton préssé pour réduire les charges des poteaux et les charges de l'foundation. La tour fait 40,26 m sur 58,58 m. En dessous du premier niveau du sous sol, les poteaux extérieurs sont intégrés dans des murs de 2,15 m de haut qui descendent jusqu'à un radier.

Le sous sol extérieur de la tour est un parking de 4 étages pour 360 voitures. Le radier épais de 2,52 m contient des armatures.

Dans cette étude, il a été montré que le tassement différentiel entre le centre et le mur extérieur peut augmenter à un taux d'à peu près 13 mm / année jusqu'à la fin de l'achèvement du cache de la structure et ensuite décroît rapidement au rythme actuel de 2 mm / année. Entre le centre et le bord du radier, les mouvements différents augmenteront au rythme de 23 mm / année jusqu'à la fin de l'achèvement du cache de la structure et ensuite décroîtront lentement à l'actuel rythme de 2,5 mm / année. Ces tassements mesurés ne correspondent pas à ceux prévus, d'où les conclusions suivantes :

- Les prévisions réalisées du tassement pour un radier de fondation doivent tenir compte de l'interaction sol-structure
- La rigidité de la superstructure qui résiste au tassement différentiel doit être prise en compte.

2^e cas [18]

En Australie du sud, à Adelaid, pour un bâtiment de 6 étages qui est fondé sur un sol composé de l'argile et du gravier et dont le radier a pour dimensions $27 \times 54\text{ m}$, il a été trouvé que le tassement total moyen au moment de la finition de la construction est de 10 mm et plus tard, il a perdu la valeur 13 mm. Bien qu'il semble y avoir une inclinaison générale de 2 à 3 mm au muret, l'étendue du tassement différentiel apparaît négligeable.

Un autre bâtiment pour une caisse d'épargne de 12 étages a été fondé sur l'argile Hardmarsh très dur et non saturé. Le radier a pour dimensions $33,5 \times 39,5\text{ m}$. L'étude a montré que la compression dans la couche d'argile de 9 m d'épaisseur approche de 16 mm et le tassement total fait d'environ 19 mm. De même il a été trouvé que les tassements différentiels sont de 7 mm à 1-1 mm.

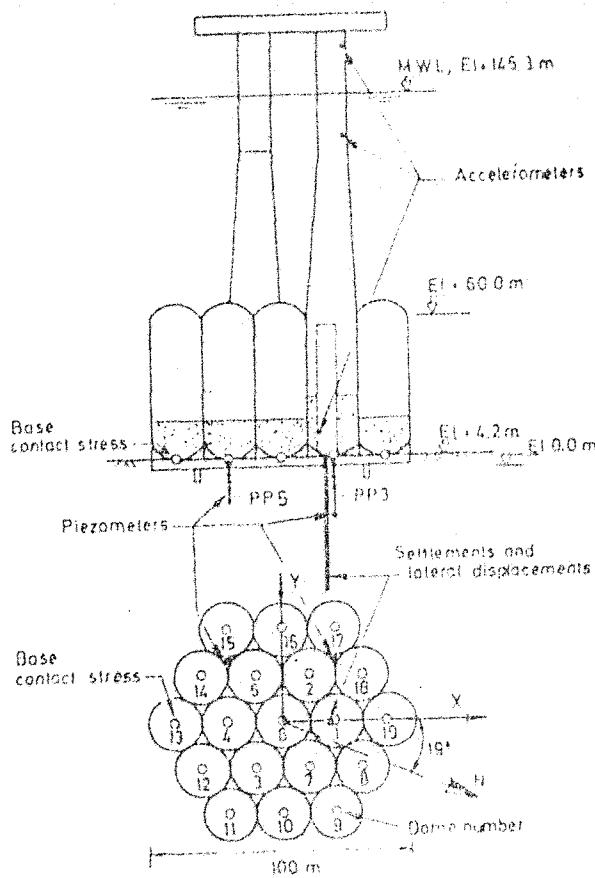
4.- Fondations spéciales

1^{er} cas [7]

pour une construction au mer, une étude a été faite

sur le tassement.

Un croquis de la fondation de la construction est donné dans la figure suivante.



Les conditions du sol sont les suivantes :

Au-dessus de 45 m, le sol de la fondation est fait d'argile clair et compact avec quelques fines couches de sable dense. Au-dessous de 45 m, l'étude géophysique montre la présence du sable à une grande profondeur.

Pour le tassement, d'après les mesures et les calculs théoriques, il atteindra à la fin de la consolidation la valeur de 350 mm. Le second tassement est estimé à 13 mm/année. La consolidation est finie 10 mois

après l'installation de la plate forme. Le gros du tassement prend place dans les 15 m supérieurs du sol, où les sols principalement sont durs et les argiles sont pré-consolidées.

Le tassement différentiel mesuré a été petit et estimé de 5 cm à travers une base de plate forme de diamètre 90 m.

2^{me} cas [8]

pour le constructeur en brique Skempton et Mac Donald^[9] ont poursuivi des recherches sur les mouvements de fondation et ont suggéré un angle de dilatation ne dépassant pas $\frac{1}{300}$ comme limite pour dommage architectural.

Le maximum tassement permis est 75 mm sur argile et 50 mm sur sable.

5. Influence de l'histoire géologique du site. [10]

À New York City, une étude a été faite sur des bâtiments fondés sur un terrain qui était jadis un lac glaciaire.

Des tests de laboratoire sur des échantillons prélevés sur ce terrain ont démontré que ce dernier a été

pourcentage préconsolide dans son histoire géologique passée.

Les études et les recherches qui ont été effectuées ont démontré que comme résultat de la préconsolidation de la formation, des bâtiments hauts de 20 à 30 étages peuvent prendre appui sur des faibles fondations posées sur le dépôt de limon avec des tassements tolérables [pour des bâtiments de 20 à 24 étages, ils ont trouvé que le tassement final au centre va de 20 mm à 96 mm et que le tassement différentiel maximum entre le centre et le coin est de 40 mm].

Un grand nombre de bâtiments dans la région du lac glaciaire ont été maintenus de cette manière avec de grands économies dans la partie de la fondation.

6 - Influence de la répartition des charges dans un bâtiment industriel [11]

Un complexe industriel où on fait l'extraction du fer à Kazakhstan sur un ensemble à 3 portes de dimensions plates 54×640 m. Il est équipé d'une grue électrique de haute capacité. Les membres portants de la porte la plus chargée sont

construits dans la forme d'un système de caisse en béton armé de plusieurs étages.

La partie centrale est conçue dans la forme d'un treillis métallique en forme de T.

La dernière partie est faite de béton armé.

Les parties mobiles du bâtiment qui fracassent le minerai pèsent 250t. Le bâtiment a plusieurs fondations. La fondation principale est monolithique et en béton armé, d'aire 320 m^2 et de poids 2500 tonnes ; les autres fondations sont en dépendance. Toutes les fondations sont fondées à une profondeur de 3,4 m sous le plancher du bâtiment.

Les sols situés sous la fondation sont constitués de dépôts d'argile avec des intercalaires de sable extrêmement fin et saturé ^{sous} d'eau. Il y a de l'argile très dure.

Un segment de l'immeuble est caractérisé par la non uniformité significative des tassements et leur augmentation avec le temps. La condition du changement cyclique explique l'absence de stabilisation des tassements. Les déplacements significatifs des emplacements établis pour les principaux membres portants du caisson de l'immeuble ont été la cause de la grande non uniformité de tassement de la fondation. Le développement des tassements de la fondation avec le temps dans la partie où se trouve

Le chargement nécessite une étude approfondie des membres de la structure.

Le tassement différentiel de la fondation nécessite l'installation de supports métalliques pour aligner ou maintenir la grue à la même élévation.

7. Remèdes techniques. [12]

Des travaux de remèdes ont été donné pour une structure en brique qui portera les charges existantes. Ces remèdes ont des nouvelles fondations ou des fondations améliorées et sont les suivants :

- Des pieux petits traditionnels en béton (Traditional concrete underpinning) en dessous de la fondation, les sections sont à peu près de 1m de long, peu ou pas de renforcement est fournie à une section à l'autre
- Des pieux petits traditionnels en briques. Quand les briques sont armées, une excellente continuité due à la flexibilité et aux adhésions entre armature et brique est obtenue.

- mettre en composit de plusieurs matériaux sous la fondation. Ce système associe le bénéfice de l'action traditionnelle de mettre quelque chose (traditional continuous underpinning) sous la fondation, ce qui procure un profond rideau protégeant ainsi les fondations internes des variations d'humidité saisonnière.
- des pieux de très petit diamètre ou micropiés (needle piles). Celle-ci peuvent être utilisés pour supporter un radier endommagé ou utilisés par deux sans des semelles filantes.

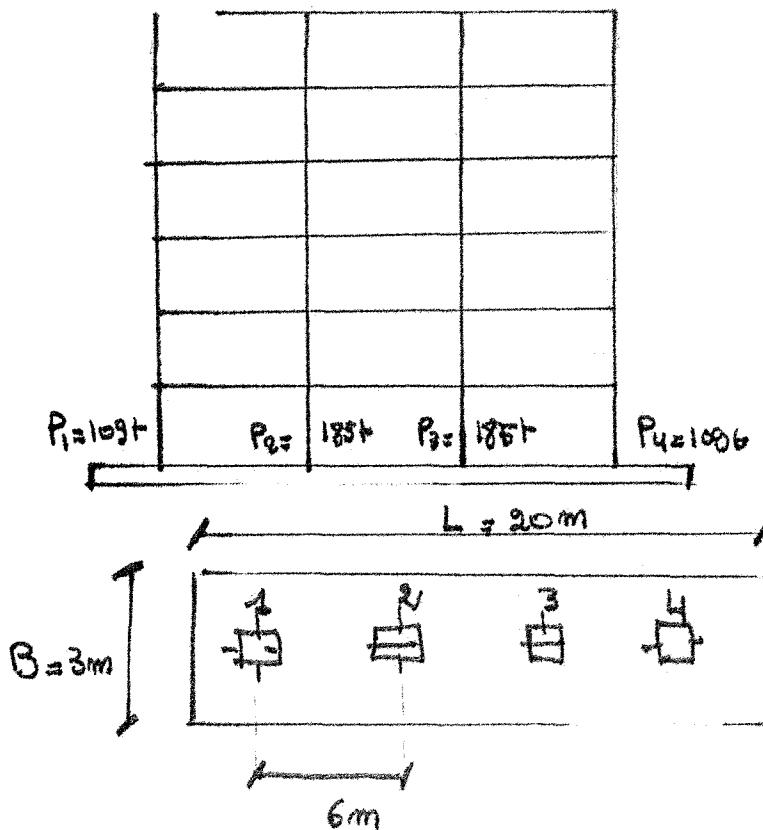
8- Influence de l'interaction structure-fondation-sol.

1^{er} cas [13]

Dans cette étude est donnée une méthode pour déterminer le tassement différentiel des fondations continues en prenant en compte l'interaction sol-structure.

En exemple, est donné le cas d'un immeuble à 6 étages, constitué de 3 travées égales et qui repose sur une semelle unique.

Les dimensions de la semelle ainsi que les charges de poteaux sont données dans la figure suivante.



Le dépôt du sol sur lequel la fondation repose se compose de l'argile uniforme surconsolide. Le dépôt du sol est divisé en 3 couches égales et au centre de chaque couche, le tassement est déterminé par la formule $S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log_{10} \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0}$

avec C_c = module de compression du sol

e_0 = module des vides initial

H = épaisseur de la couche.

σ_0 = pression effective au centre de la couche

Ainsi le tassement total est obtenu en ajoutant les tassements des 3 couches. Pour les charges des poteaux données, le tassement total se trouve être de 7,18 cm. Le tassement différentiel entre les poteaux 1 et 2 est :

$\Delta = \Delta_2 - \Delta_1 = 2,63 \text{ cm}$. La méthode proposée pour la détermination du tassement différentiel tient compte de l'interaction sol-structure et la suivante :

si une petite augmentation du tassement différentiel $\frac{\Delta}{1000}$ est alors permise au centre, alors le tassement différentiel entre les poteaux ΔS est 0,00263 cm, les charges des poteaux changent d'une proportion

$$\Delta P = \frac{12EI\Delta S}{L^3} \quad \text{d'où} \quad \Delta S = \frac{12P}{12EI} = \frac{12P}{L^3}$$

Le poteau 2 est accroissant dans le poteau 1. Les tassements totaux vers les 2 poteaux sont donc déterminés et le tassement différentiel calculé. $\frac{1}{1000}$ de ce tassement différentiel est appliquée et le changement dans les charges des poteaux est noté de nouveau. Le processus est répété 10 fois, c'est à dire 10 épreuves constituant un cycle. Après chaque cycle, l'incrémentation initiale de 0,00263 est appliquée et le processus est répété.

L'itération est continuée jusqu'à ce que la différence entre les charges des poteaux soit de 2% de la plus grande charge, à ce moment le tassement différentiel entre les 2 poteaux devient négligeable. Et le tassement différentiel final de la structure est égal à la somme des incrémentations ;

Il a été observé que si l'analyse de l'interaction sol-structure est mise en valeur par la méthode décrite le tassement différentiel atteint entre les poteaux et seulement 0,23 cm, alors qu'avec l'approche conventionnelle la valeur est de 2,63 cm.

2^e cas [14]

Certains tentatives de détermination du tassement admissible ont eu lieu (Egorov 1952, Tolkin 1956, Pofšin et Tjjan 1957, Pofšin 1961, règlementation russe 1952, Skempton et Mc Donald 1956, Little 1951, Lambe et Whitman 1969, Sowers 1962, Bjerrum 1963) à la suite d'observations du tassement de différents structures, d'essais sur modèles et des recherches théoriques de contraintes dans une construction soumise à des tassements globaux et différenciels. Dans les tableaux 1 et 2 qui suivent, un nombre de tassements admissibles avancés par différentes autorités.

Dans le tableau 2, le poste & caractéristiques des structures >> se divise en 3 groupes : murs porteurs et murs en général (poste 1 à 4), ossature (postes 5 à 8) et ouvrages spéciaux (postes 9 et 10).

Il est intéressant de remarquer la concordance des valeurs de tassement admissibles données par différentes autorités (voir tableaux 2 et 3)

De plus, l'on peut remarquer que pour les murs porteurs, on peut adopter une déformation angulaire admissible allant de 1 à 2 mm/m et 2 mm/m pour des bâtimen^ts à ossature.

Caractéristiques des structures	Tassement total admissible (en mm)			
	Skempton 1966		Réglementations russes de 1962	Sowers 1962
	Argiles	Sables		
Murs porteurs ou panneaux de bâtiments avec ossatures classiques : — appuis isolés — radiers	60 60-100	40 40-60		
Structures à murs en maçonnerie				25-50
Structures à ossature				50-100
Fondations des bâtiments industriels à un seul niveau et des structures similaires — espacement des poteaux 6 m — espacement des poteaux 12 m			80 120	

Tableau 1

Tassement total admissible pour les bâtimen^ts d'habitation et les bâtiments industriels

Caractéristiques des structures	Tassement différentiel admissible (*) (mm/m)			
	Skempton 1966	Réglem. russes 1962		Bjerrum 1963
		Sables	Argiles	
1. Murs porteurs	2	.	.	
2. Murs porteurs** des bâtiments à plusieurs étages dans les cas suivants : — murs panneaux de grande dimension (sans ossature) — gros blocs et murs en briques (sans renforcement) — gros blocs et murs en briques (renforcés par poutres en béton armé)		1 1,4	1,4 2	
3. Murs des bâtiments industriels à 1 niveau et des structures similaires		2	2,6	
4. Murs en briques continus de grande hauteur		2	2	1-2 0,5-1
5. Bâtiments classiques en maçonnerie	2	2	2	2,5-4
6. Bâtiments à ossature en béton armé		0,7	1	
7. Rangées de poteaux avec garnissage en briques		2	2	2-5
8. Structures à ossature en acier				
9. Bâtiments pour lesquels une fissuration n'est pas admisible	1-2			
10. Basculement de bâtiments rigides de grande hauteur (silos, châteaux d'eau, cheminées)		4	4	4

Tableau 2 (Tassement différentiel admissible des bâtiments indiqués dans les tableaux)

9- Conclusion

Nous venons de mettre en évidence l'influence de nombreux facteurs sur les valeurs des tassements sous les bâtiments.

Ces facteurs sont essentiellement :

- Nature et rigidité de la structure
- Forme de la fondation
- Répartition des charges sur la fondation
- Nature et rigidité de la fondation
- nature du sol (Histoire géologique, caractéristiques physiques, granulométriques et mécaniques)

Bibliographie

- [1] : Saugierat G. - Analyse d'une expertise judiciaire concernant des tassements différents de dépôts industriels. - Rev. Tech. Bâti. Constr., 1980, n° 81, pp 38-46
- [2] BELL R. A., IWAKIRI J. - Settlement comparison used in Taft - Failure study. - PROV. AMER. SOC. CIV. ENGRS, J Geotech. Engng Div, 1980, Vol 106, n° 2, pp 153-169
- [3] Green P.A, Hight D.W. - The failure of two oil storage tanks caused by differential settlement. - Proceedings, conference on settlement of structures, British Geotechnical Society, Cambridge, England, April, 1964, pp 363-360
- [4] Rinne J.E. - Tanks on soft soils are economic challenge. Petroleum management. - Vol 85, No 10, May, 1963, pp 206-208
- [5] ROSENBERG P., Journeau N. L. - Settlement limitation for cylindrical steel storage tanks. - Can. Geotech. J., 1982, Vol 19, No 3, pp 232-238

- [6] Focht J.A. & JA , Khan F.A ,
 Gemeinhardt J.P . - Performance of one shelf
 plazer deep mat foundation . - Proc. Amer. Soc.
 Civ. Engrs , J. Geotech. Engng Div , 1978 ,
 Vol 104 , No 5 , pp 593- 608
- [7] Andersen K.I+ , AAS P.M . -
 Foundation performance . -
 NOR. GEOTEK. INST , 1981 , no 137 ,
 pp 1-18
- [8] Kelsey P. , AL-Hashimi K. - Foundations
 for structures of Brickwork and Burnichworky . -
 Proc. Brit. Ceram. Soc , 1978 , No 27 ,
 pp 235 - 246
- [9] Strempton R.W , Macdonald D.H . -
 The allowable settlement of buildings . -
 Proc. I.C.E. , 5 , No 3 , 1956
- [10] Parsons J.O . - New York's Glacial Lake
 formation of Varved silt and clay . -
 Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs , J. Geotech.
 Engng Div , 1975 , Vol 102 , No 6 ,
 pp 605 - 638

- [11] TASH E.A., ULICHKIN G.M.,
 SHAPOV L.I.K., VORONCHENKO V.A. -
 From the experience of construction organizations,
 Bed deformations and the condition of
 Components in an industrial Building. — Soil
 mech. Found. Eng., 1981, Vol 18, No 5,
 pp 171-175
- [12] Kelsey P., AL-Hassan H. - Foundations
 for structural brickwork and brickwork
 foundation. — Proc. Inst. Civ. Eng., 1978,
 No 27, pp 235-246
- [13] PURKAYASTHA R.D., SOM P. -
 soil-structure interaction analysis for
 differential settlement of continuous foundation.
 J. INST. ENG., INDIA, CIV. ENG. DIV,
 1972, Vol 63, No 2, pp 56-60
- [14] Mather Atalla .— Les critères du Terreau
 admissible .— Bâtiment international Mai/Juin,
 1975, pp. 173 - 181
- [15] Russian structural norms and regulations
 Foundation soils of Buildings .— PART II,
 Section B, chapter I, Design Norms (II-B, 1.62)
 MOSCOW, 1962 (in Russian)

- [16] Strempter A.W., Macdonald D.H. --
 The allowable settlement of buildings,
 structural paper NO 50, Structural and
 Building division meeting, 10 May, 1956.
 Proc. of the institution of Civil Engineers,
 PART III, December
- [17] Sowers G.F. - Shallow foundations,
 Foundation engineering, McGraw-Hill,
 New York, p 525.
- [18] Neil Ray, Richard L, Cavagnaro. --
 Settlement of Raft Foundations. --
 Journal of Geotechnical Engineering,
 Vol 109, No 11, November 1983 .
 pp 1366 - 1382.

