

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A. Mira de Bejaia



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

**Mémoire en vue de l'obtention du diplôme
de Master en Génie civil- option structures**

Thème :

**Analyse pathologique et reprise en sous œuvre d'un
bâtiment affecté par des tassements différentiels**

Préparé par :

M^{elle} SADAOUI Lina

M^{elle} SACI Kamelia

Soutenu le 29 juin 2024 devant le jury :

M^{me} H. CHIKH AMERPrésidente

Mr. L. RAMDANI.....Encadreur

Mr. A. BRARA.....Examineur

Année universitaire 2023/2024

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah le clément qui nous a guidé et nous a donné la force et la patience de faire ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profondes gratitude et nos respects envers plusieurs personnes, sans qui ce travail n'aurait pas été possible, et particulièrement à :

Notre encadrant Mr L. Ramdani pour sa disponibilité et ses conseils exceptionnels tout au long de ce processus ainsi que pour ses sacrifices et ses connaissances partagées avec nous.

Mr O. Sadaoui pour sa présence constante et ses encouragements. Chaque moment partagé et chaque conseil donné ont été des cadeaux inestimables qui nous ont aidé à surmonter les défis de cette étape importante de nos vies.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds remerciements.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui ont tout donné pour me voir réussir aujourd'hui,

À mes chers frères et sœurs toujours pour leurs encouragement et soutiens
tout au long de mon parcours,

À toute ma grande famille,

À ma binôme Kamelia, pour son encouragement, son aide et sa patience.

À tous mes amis(es) et tous ceux qui me sont chers.

Lina

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents qui n'ont jamais cessé de m'encourager, pour leurs sacrifices, leurs amour, et leurs soutiens pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À toutes mes sœurs, Kenza, Lydia, Manel, qui m'ont toujours encouragé et supporté tout au long de mon parcours.

À ma binôme, Lina, pour son encouragement, son aide et sa volonté de terminer ce travail.

À tous ceux qui m'ont chaleureusement soutenu et aidé de près ou de loin pour finir ce mémoire de fin de cycle.

Kamelia

Résumé : Le présent travail est une contribution à l'analyse pathologique des effets du tassement différentiel sur la structure d'un bâtiment d'habitation (R+6) en voiles porteurs sis aux environs d'Alger. Un diagnostic géotechnique et l'analyse des mesures de déplacements et de tassements ont été effectués dans ce cadre. Les calculs analytiques et numériques montrent l'amplitude des tassements qui n'ont pas été pris en compte dans la conception initiale des fondations. Les tassements ont impacté le bâtiment par l'inclinaison des planchers, ouverture du joint, éclatement des acrotères et perte de confort, ce qui a conduit à son évacuation et sa fermeture.

Le travail consiste à vérifier la structure et son dimensionnement et la proposition d'une solution adéquate de reprise en œuvre optimale pour éliminer les tassements différentiels et réhabiliter l'ouvrage.

Mots clés : pathologie- tassement- diagnostic – analyse numérique- confortement

Abstract : The present work is a contribution to the pathological analysis of the effects of differential settlement on the structure of a residential building (R+6) with load-bearing walls located on the outskirts of Algiers. A geotechnical diagnosis and analysis of displacement and settlement measurements were carried out in this context. Analytical and numerical calculations showed the extent of settlement, which had not been taken into account in the initial design of the foundations. The settlements impacted the building by tilting the floors, opening the joint, splintering the acroteria and causing a loss of comfort, leading to its evacuation and sealing.

The work consisted in verifying the structure and its dimensioning, and proposing an appropriate solution for optimal recovery to eliminate the differential settlements and rehabilitate the building.

Key words: pathology - settlement - diagnosis - numerical analysis - reinforcement

Tables des matières

I Chapitre I : Etat de l'art sur la pathologie des fondations	3
I 1. Introduction	3
I 2. Origine et la classification des pathologies des fondations.....	3
I 2 1. Constructions sur des terrains en pente	3
I 2 2. Insuffisance de reconnaissance géotechnique.....	4
I 2 3. Erreurs de conception des fondations.....	4
I 2 4. Fondations hétérogènes et dénivellations de niveaux	5
I 2 5. Effet de la sécheresse sur les argiles.....	5
I 2 6. Terrain d'assise hétérogène	6
I 2 7. Phénomène de retrait et gonflement des argiles	6
I 2 8. Effet de la remontée de la nappe.....	7
I 3. Méthodes de calcul de la portance du sol.....	7
I 3 1. Contrainte de référence.....	7
I 3 2. Méthode de Terzaghi ($C-\phi$)	8
I 3 3. Essai pressiométrique	9
I 3 3 1. Méthode d'interprétation de l'essai	10
I 3 3 2. Portance par la méthode pressiométrique	10
I 3 4. Influence de la présence d'un talus.....	10
I 4. Prévision de tassement des fondations	11
I 4 1. Méthodes d'évaluation des tassements	12
I 4 1 1. Méthode des tranches (œdométrique).....	12
I 4 1 2. Méthode semi empirique de Menard	13
I 4 1 3. Prévision de tassement par les méthodes numériques	15
I 4 1 4. Le tassement élastique.....	15
I 5. Techniques de reprise en sous œuvre.....	16
I 5 1. Les micro-pieux.....	16
I 5 2. Les injections de coulis.....	17
I 6. Conclusion.....	17
II Chapitre II : Diagnostic, analyse des données géotechniques et monitoring	18
II 1. Introduction	18
II 2. Relevé des désordres subis	19
II 3. Diagnostic géotechnique	21
II 3 1. Analyse de la coupe géotechnique.....	21
II 3 2. Essais pressiométriques.....	24
II 3 3. Relevés inclinométriques	25

Tables des matières

a) Analyse des résultats.....	26
II 3 4. Monitoring du bâtiment par cibles topographiques.....	26
a) Exploitation des résultats.....	27
II 3 5. Evolution de l'ouverture du joint de dilatation.....	28
a) Exploitation des résultats.....	28
II 3 6. Nivellement topographique du plancher.....	28
II 3 6 1. Exploitation des résultats.....	29
II 4. Conclusion.....	30
III Chapitre 3- Modélisations numériques de l'ouvrage.....	31
III 1. Présentation de l'ouvrage.....	31
III 2. Documents et règlements de calculs.....	31
III 3. Classification géotechnique du site.....	32
III 4. Hypothèses sur les matériaux.....	32
III 4 1. Aciers rond à béton.....	33
III 5. Analyse de l'état des lieux initial.....	33
III 6. L'évaluation des charges et surcharges.....	34
III 7. Modélisations numériques du bâtiment.....	35
III 7 1. Modèle du bâtiment initial (Mod-1).....	36
III 7 1 1. Méthode d'analyse dynamique.....	36
III 7 1 2. Paramètres de l'analyse dynamique.....	37
III 7 1 3. Période de vibration et participation massique.....	38
III 7 1 4. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	39
III 7 1 5. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.....	40
III 7 1 6. Vérification des déplacements de niveaux.....	40
III 7 1 7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	41
III 8. Influence du tassement différentiel sur la structure.....	41
III 8 1. ISS avec raideurs du sol.....	41
III 8 2. Modèle par tassements imposés (Mod 2).....	42
III 8 2 1. Discussions des résultats.....	45
III 9. Conclusion.....	46
IV Chapitre 4 : Expertise des éléments structuraux et fondations.....	47
IV 1. Introduction.....	47
IV 2. Vérification des éléments (à l'état initial).....	47
IV 2 1. Vérification plancher dalle pleine.....	47
IV 2 2. Vérification de l'escalier.....	50

Tables des matières

IV 2 3.	Expertise des voiles	51
IV 2 3 1.	Exemple de calcul ferrailage	51
IV 2 4.	Ferrailage du linteau.....	53
IV 3.	Vérification des fondations	55
IV 3 1.	Descente de charges au sol	55
IV 3 2.	Capacité portante des semelles	58
IV 3 2 1.	Méthode (C- ϕ) de Terzaghi	58
IV 3 2 2.	Méthode pressiométrique	60
IV 3 3.	Vérification de la capacité portante	62
IV 3 3 1.	Discussion des résultats.....	63
IV 4.	Vérification du ferrailage fondations.....	63
IV 5.	Méthodes d'évaluation de tassement	64
IV 5 1.	Tassement élastique.....	64
IV 5 2.	Tassement pressiométrique.....	65
IV 5 3.	Tassement oedométrique.....	67
IV 5 4.	Tassement par la méthode des éléments finis.....	69
IV 5 4 1.	Analyse des résultats par EF	70
IV 5 5.	Analyse des résultats de tassements	72
IV 6.	Causes probables des désordres et solution envisageable.....	72
IV 7.	Conclusion.....	73
V	Chapitre 5 : Propositions de confortement et de reprise en sous œuvre	74
V 1.	Introduction	74
V 2.	Techniques de reprise en sous œuvre.....	74
V 2 1.	Approfondissement des fondations	74
V 2 2.	Micro-pieux.....	74
V 2 2 1.	Dimensionnement des micro-pieux	75
V 2 2 2.	Capacité de charges des micro-pieux.....	76
V 2 3.	Injection avec transformation en radier	79
V 3.	Conclusion.....	82
VI	Conclusion générale	83
VII	Références bibliographiques.....	84

Liste des figures

Figure 1- Risques pathologiques sur les constructions fondées sur des terrains en pente	4
Figure 2- Bâtiment projeté sur fondations hétérogènes	5
Figure 3- Fondations sur sol hétérogène.....	6
Figure 4- Inégalités des pressions hydrostatiques	7
Figure 5- Contrainte référence sous semelle	8
Figure 6- Courbe pressiométrique standard.....	9
Figure 7- Contrainte admissible à partir du pressiomètre.....	11
Figure 8- Courbe de compressibilité oedométrique.....	12
Figure 9- Abaque de Skempton et Djerrum.....	13
Figure 10- Découpage en sous couches de la méthode pressiométrique.....	15
Figure 11- Les différents types d'injection dans le génie civil.....	17
Figure 12- Plan de masse et implantation des essais géotechniques de diagnostic	18
Figure 13- Vue du bâtiment affecté et ouverture du joint de dilatation	19
Figure 14- Vue du balancement du voile de soutènement	20
Figure 15- Eclatement des extrémités de l'acrotère entre les deux blocs.	20
Figure 16- Argile grisâtre et humidité (stagnation d'eau au niveau des fondations)	21
Figure 17- Coupe géologique A-A Nord-Sud du site	22
Figure 18- Profil PR-1 et lithologie du sondage carotté SC4.....	23
Figure 19- Essais pressiométriques réalisés dans le cadre du diagnostic	24
Figure 20- Plan de repérage des essais géotechniques et des cibles de monitoring.....	25
Figure 21- Relevés inclinométriques au voisinage du bloc B11.....	25
Figure 22- Relevés des cibles topographiques 3D (période Sept-2022 à Avr 2023)	27
Figure 23- Ouverture du joint de dilatation en fonction des jours suivant deux directions.....	28
Figure 24- Vue en plan et aménagement du bâtiment.....	31
Figure 25- Plan de disposition des voiles de contreventement.	33
Figure 26- Vue du modèle bâtiment encastré (Mod-1)	36
Figure 27- Spectre de réponse	37
Figure 28 - Vue du modèle Robot avec tassements imposés (Mod-2).....	43
Figure 29- Distribution des efforts (M, T) dans le voile V5x	43
Figure 30- Distribution des efforts (M, T) dans le voile V6y	44
Figure 31- Cartographie des moments M_{xx} dans le voile V1x	44
Figure 32- Cartographie des moments M_{xx} dans la dalle niveau (+3.06).....	45
Figure 33- Vue en plan de la dalle pleine (D1)	47
Figure 34- Ferrailage plancher dalle.....	50
Figure 35- Coffrage et ferrailage de l'escalier	51
Figure 36- Coupe horizontale du ferrailage du voile V1x réalisé sur site (année 2000).....	53

Tables des matières

Figure 37- Ferrailage des voiles porteurs (V1y) réalisé sur site	55
Figure 38- Vue schématique d'une semelle filante	56
Figure 39- Vue en plan fondations.....	57
Figure 40- Sondage pressiométrique SP4- méthodologie de prévision de tassement.....	60
Figure 41- Contraintes référence des différentes semelles (ELS)	62
Figure 42- Schéma de ferrailage des semelles filantes.....	64
Figure 43- Schéma de découpage du sol en tranches élémentaires	67
Figure 44- Vue du domaine étudié par Plaxis 2D	70
Figure 45- Cartographie du tassement (phase finale)	71
Figure 46- Déformée du maillage	71
Figure 47- Types de Tassements pour les différentes semelles	72
Figure 48- Schéma d'une reprise en sous œuvre par micro pieux	75
Figure 49- Plan de répartition des micro-pieux (reprises-en sous œuvre).....	79
Figure 50- Schéma du radier général.....	81

Liste des tableaux

Tableau 1- Valeurs des tassements admissibles d'après (Habib, 1997).....	11
Tableau 2- Coefficient rhéologique α selon Menard.....	14
Tableau 3- Valeurs des coefficients de forme λ_c et λ_d (Selon Ménard, D60).....	14
Tableau 4- Valeurs du coefficient C_f (Giroud, 1972)	16
Tableau 5- Valeurs approchées du module pressiométrique E_M d'après (Dhouib, A, 2016)	16
Tableau 6- Ouverture du joint de dilatation dans les deux sens	28
Tableau 7- Mesures des niveaux l'affaissement pour les différents étages du bloc A	29
Tableau 8- Mesures des niveaux, l'affaissement pour les différents étages du bloc B	29
Tableau 9- Classification du site à partir des résultats du pressiomètre	32
Tableau 10- Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	34
Tableau 11- Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine	34
Tableau 12- Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en DP	34
Tableau 13- Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	35
Tableau 14- Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	35
Tableau 15- Valeurs des pénalités P_q selon le RPA/ 2003	38
Tableau 16- Périodes et taux de participation massique de la structure.....	39
Tableau 17- Vérification de l'effort tranchant à la base.....	39
Tableau 18- Vérifications des déplacements relatifs de chaque niveau.....	40
Tableau 19- Vérification effet (P- Δ) suivant la direction ($x-x$) et ($y-y$)	41
Tableau 20- Valeurs des raideurs de sol pour calcul numérique.....	42
Tableau 21- Moments en travées et aux appuis à ELS et ELU	48

Tables des matières

Tableau 22- Vérification des contraintes du béton dans le plancher dalle	49
Tableau 23- Efforts sollicitant le voile V1x	51
Tableau 24- Efforts qui reviennent aux fondations à ELS et ELU selon Meyerhof et Navier	58
Tableau 25- Capacité portante des SF à partir des essais de laboratoire.....	59
Tableau 26- Résultats du sondage pressiométrique SP4	61
Tableau 27- Contraintes admissible évaluées à partir des essais pressiométriques.....	61
Tableau 28- Vérification de la capacité portante des différentes semelles filantes	62
Tableau 29- Vérification du ferrailage réalisé au niveau des fondations à ELU	63
Tableau 30- Valeurs du tassement élastique pour les 9 semelles filantes	65
Tableau 31- Valeurs du tassement pressiométrique pour les 9 semelles filantes	66
Tableau 32- Valeurs du tassement oedométrique pour les différentes semelles	68
Tableau 33- Paramètres de la modélisation par Plaxis 2D	69
Tableau 34- Calcul de pieux à l'ELS et l'ELU par la méthode pressiométrique.....	78
Tableau 35- Répartition des micro-pieux par semelle filante	78

Liste des symboles

Liste de symboles

s_t : Tassement total ;

s_i : Tassement immédiat ;

s_p : Tassement de consolidation primaire ;

s_s : Tassement de consolidation secondaire ;

C_c : Indice de compression ;

C_s : Indice de gonflement ;

σ_{v0}' : Contrainte effectif existant dans le sol ;

σ_p' : Contrainte de pré-consolidation ;

$\Delta\sigma_v'$: Contrainte ramenée par la fondation;

h_i : Épaisseur initiale du sol ;

e_0 : Indice des vides initial ;

s_{oed} : Tassement oedométrique ;

μ : Facteur de correction du tassement ;

s_c : Tassement volumique ;

s_d : Tassement déviatorique ;

α : Le coefficient rhéologique de Ménard ;

λ_c et λ_d : Coefficients de forme dépendant de la nature et dimensions de la fondation ;

q_{rf} : La contrainte verticale appliquée par la fondation ;

E_c : Le module sphérique mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ à la base de la fondation ;

E_d : Le module déviatorique évalué empiriquement sur une profondeur de $8B$;

B_0 : La largeur de référence valant 0,6 m ;

B : Largeur de la fondation ;

E_M : le module de déformation ;

C_f : Coefficient qui dépend de la forme de la fondation et de sa propre rigidité ;

$E_{i,j}$: moyenne harmonique mesurée dans les tranches i à j ;

ν : Coefficient de Poisson ;

E_{oed} : Module oedométrique ;

V_{st} : L'effort statique à la base du bâtiment ;

Z : Profondeur

D_e : Encastrement équivalent ;

γ_h : Poids volumique du sol à la base de la fondation ;

Liste des symboles

p_l^* : Pression limite nette ;

p_l : Pression limite du sol ;

E_m : Module de déformation de Menard ;

P_f : Pression de fluage ;

F_s : Coefficient de sécurité ;

i_B : Coefficient de réduction de portance ;

φ : Angle de frottement ;

K_0 : Coefficient de la pression des terres au repos ;

K_p : Coefficient de portance ;

C : La cohésion du sol sous la base de la fondation ;

Introduction générale

Les ouvrages de génie civil sont exposés en général aux risques géotechniques. D'après l'état des connaissances, plusieurs cas pathologiques répertoriés à travers le monde sont imputables aux problèmes de sols et conception des fondations (Habib, 1997; Jacquard, 2008). Dans la plupart des cas, il s'agit de reconnaissances insuffisantes et/ ou inadaptées, mauvaise conception des fondations et surexploitation de l'ouvrage.

Dans ce cadre, notre mémoire de fin d'étude s'intéresse au diagnostic et contribution à la recherche de solution de reprise en sous œuvre d'un problème de tassement différentiel ayant affecté récemment un bâtiment (R+6) à usage d'habitation.

Le bâtiment en question est implanté dans la région d'Alger et fait partie d'un programme important de logements sociaux livrés en 2008. Après plus de dix (10) ans d'exploitation, une inclinaison et des déplacements du bâtiment ont été remarqués avec un début d'évolution inquiétante. Suite à ce problème, des campagnes d'expertise (géotechnique et structurale) ont été menés par le maître d'ouvrage avec évacuation des lieux.

Des essais d'expertise géotechnique, inclinométriques et monitoring topographique ont été réalisés en vue d'identifier la cause de la pathologie et d'engager ensuite un programme de remise à niveau.

À ce jour, le problème est toujours en étude par plusieurs maîtres d'œuvre en collaboration avec l'organisme de contrôle technique de la construction.

L'objectif de notre travail est d'analyser les tassements et leurs effets sur la structure ainsi contribuer à proposer une solution de confortement et de reprise en sous œuvre du bâtiment affecté.

Notre travail s'articule sur cinq (05) chapitres qui sont les suivants :

Dans le premier chapitre, un état de l'art a été présenté sur l'importance des études de sols et les causes des différentes pathologies de fondations avec des retours d'expériences bien documentés. Les méthodes de prévision de tassements et d'évaluation de portance du sol présentées à partir des essais de laboratoire et in situ.

Le deuxième chapitre, s'accroche sur l'historique de la construction, la méthodologie de mesures, l'analyse des résultats, les relevés de terrains et les observations effectuées avant et après l'apparition des dégâts. Une campagne géotechnique de diagnostic a été concrétisée dans ce cadre pour diagnostiquer et comprendre le fonctionnement réel de l'ouvrage.

Dans le troisième chapitre, nous nous sommes intéressées à l'analyse du comportement du bâtiment dans sa configuration initiale et après tassement de sol. Une modélisation numérique a été effectuée en vue d'étudier, et vérifier le comportement dynamique du bâtiment avant l'apparition de la pathologie. Ensuite, l'impact du tassement différentiel sur les éléments de la structure.

Le quatrième chapitre est consacré d'une part, à la vérification du ferrailage des éléments structuraux, l'estimation de la capacité portante, et l'évaluation des tassements par différentes méthodes. Nous nous sommes intéressés ensuite à l'analyse des données et la contribution à la recherche des causes probables de la pathologie.

Introduction générale

Le cinquième chapitre traite le dimensionnement d'une reprise en sous œuvre des fondations par la technique des micro-pieux en utilisant le pressiomètre. Par ailleurs, un schéma de consolidation en infrastructure est proposé également en utilisant les injections.

Le travail se termine par une conclusion générale sur le travail effectué avec des perspectives.

Chapitre I : Etat de l'art sur la pathologie des fondations

I 1. Introduction

La réhabilitation et le renforcement des pathologies de fondations est l'une des activités les plus intéressantes et délicates dans le domaine de la géotechnique. En effet, la plupart des problèmes rencontrés dans les travaux sont ceux liés aux aléas dus aux sols et fondations.

Les tassements différentiels dans les ouvrages sont une source fréquente de désordres. Leurs origines résident souvent dans la variabilité spatiale des propriétés géo-mécaniques des sols, l'une des sources principales d'endommagement et de dysfonctionnement des ouvrages. Un cas célèbre de tassement différentiel, spectaculaire, est le cas de la tour de pise où une couche compressible a été sollicitée sous une partie de l'ouvrage, entraînant un basculement. La cause de l'inclinaison de cette tour reste inconnue, mais d'après les recherches : la nature du sol limoneuse (meuble) dont lequel la tour a été fondée est la cause principale de la pathologie.

L'incertitude des études géotechniques ainsi que la méconnaissance de la lithologie du terrain sont les causes les plus fréquentes de dégâts. D'après (Bouyahbar et al., 2021), le cas du théâtre de Mexico qui s'est enfoncé de près de 10 m en raison de sa construction sur un ancien lac asséché est très éloquent. Dans d'autres cas, les sinistres sont plus spectaculaires, car un problème de stabilité de fondation peut engendrer la ruine subite d'un ouvrage. A cet effet, le barrage voûte de Malpasset de 50 millions de m³, 60 m de haut qui a été achevé en 1956 a été complètement endommagé en 1959 avec plus de 400 morts et plusieurs habitations et exploitations agricoles dévastées (Bouyahbar et al., 2021; ARIA, 2009). La cause de ce grave sinistre réside dans la non maturation des études de reconnaissance géologiques et géotechniques ayant conduit à un problème de stabilité de fondation.

La connaissance de la pathologie permet d'établir un diagnostic qui conduira inéluctablement vers l'esquisse d'une solution de réparation, de renforcement ou simplement la mise en place de remèdes préventifs.

Par ailleurs, la recherche des solutions aux vices de sols fait appel aux spécialistes très compétents ayant des références avérées dans le domaine de la géotechnique appliquée et de la reprise en sous œuvre des fondations.

I 2. Origine et la classification des pathologies des fondations

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses. Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale. Les désordres peuvent être dus à plusieurs causes qui sont liées aux pathologies des fondations d'après (Bouyahbar et al., 2021). Il s'agit, des sols compressibles et gonflants, terrains en pente, insuffisance, voire inexistence d'études de sol, ...etc. Ces éléments sont développés ci dessous :

I 2 1. Constructions sur des terrains en pente

Lorsqu'une maison est construite sur un terrain en pente forte (Figure 1), les fondations sont parfois ancrées à différentes altitudes dans le sol ce qui entraînent des tassements différentiels

accompagnés de fissures. Les constructions sur des terrains en pente peuvent interagir par des interactions entre fondations, engendrant des poussées horizontales sur les fondations et voiles de soutènement. Il en résulte à cet effet un risque de déplacement et de tassement différentiel très préjudiciable pour la stabilité de forme de l'ouvrage

Ce genre de site constitue un risque qui peut entraîner plusieurs dégâts qui touchent à la stabilité du sol et des problèmes de glissement de terrain.

Une étude de sol approfondie en prenant la tâche d'un géotechnicien est indispensable afin de réduire ou éviter tout risque ainsi garantir la stabilité et la sécurité.

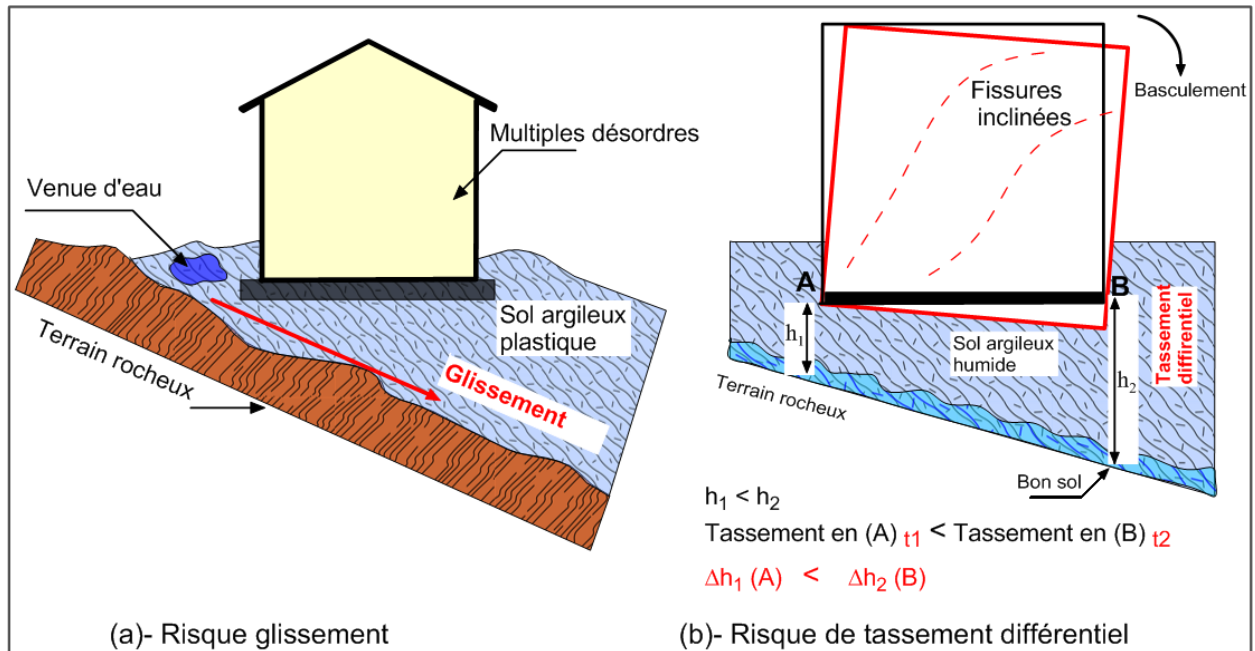


Figure 1- Risques pathologiques sur les constructions fondées sur des terrains en pente

I 2 2. Insuffisance de reconnaissance géotechnique

Il s'agit de l'origine la plus fréquente des désordres de fondations. En effet, Il est indispensable d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, de connaître la lithologie qui constitue le terrain de fondation. La conception et la mise en œuvre des fondations d'ouvrages importants nécessite la concrétisation d'une campagne géotechnique comprenant des sondages carottés et des essais in situ soigneusement exécutés par des spécialistes en vue de projeter des fondations adaptées et de se prémunir contre de graves incidents et par voie de conséquence une reprise en sous œuvre onéreuse.

I 2 3. Erreurs de conception des fondations

Ce genre de problème survient quand l'étude de sol est insuffisante ou inexistante d'où la sous estimation de la capacité portante et des tassements de la fondation projetée. L'erreur est également imputable aux sous-dimensionnement des efforts sollicitants et l'inadéquation des fondations conçues par rapport à l'importance réelle de l'ouvrage. L'influence néfaste des conditions hydrogéologiques mal maîtrisées (eaux souterraines) peut conduire à la modification du comportement des fondations vis-à-vis de l'érosion interne et les problèmes de drainage.

I 2 4. Fondations hétérogènes et dénivellations de niveaux

Les semelles fondées sur différentes profondeurs du sous sol favorisent le risque d'interaction entre les fondations voisines et la dénivellation d'appui. Afin d'éviter l'influence internes entre les appuis, une pente maximale de 2/3 entre arrêtes des semelles est préconisée par règlements de construction (DTR) ⁽¹⁾. En général, on rencontre ce genre de problèmes dans le cas des bâtiments perchés sur des terrains en pente.

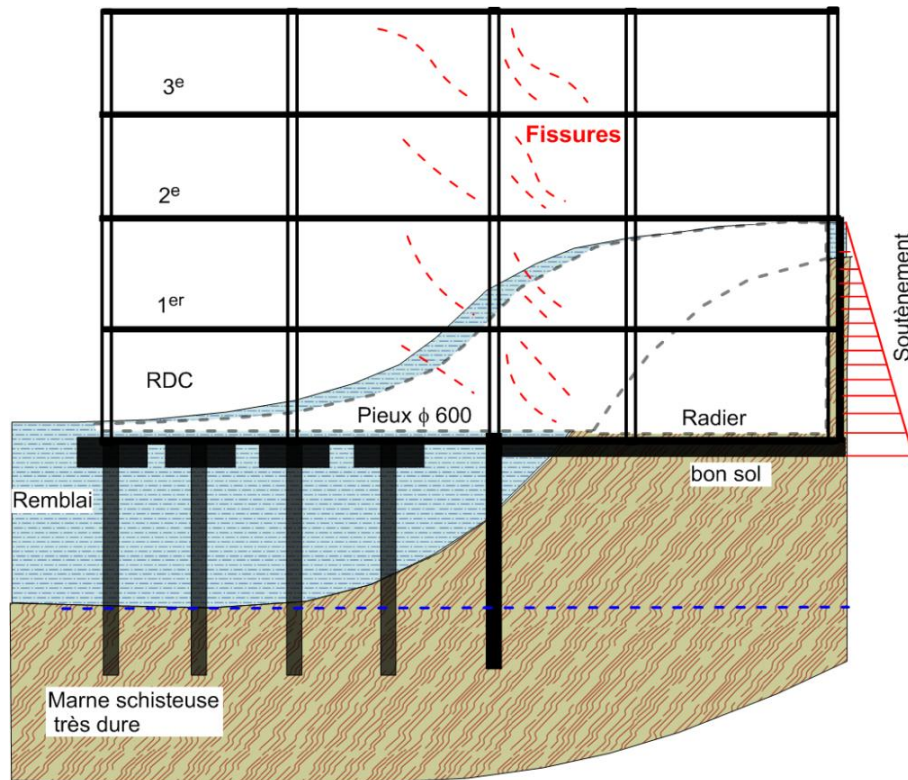


Figure 2- Bâtiment projeté sur fondations hétérogènes

Un ouvrage fondé sur des fondations de types différents (Figure 2) pose toujours des problèmes d'instabilité à cause du comportement différent des deux modes de fondations. Cela engendre des fissurations au niveau de la zone de transition. Les règlements interdisent le mode de fondations hétérogènes (exemple : radier général et pieux).

I 2 5. Effet de la sécheresse sur les argiles

Les bouleversements climatiques sont à l'origine des canicules prolongées et de déclenchement d'incendies de forêts. L'incidence sur le comportement des argiles humides rétractables conduit souvent à des pathologies de fondations superficielles se traduisant par la fissuration de maçonnerie sous l'effet de tassements différentiels. Les pays des deux rives de la méditerranée sont le foyer de sinistres importants des maisons d'habitation. D'après (Philipponnat, 1991), ce phénomène a sérieusement touché la France en 1990 avec une fréquence des sinistres très élevée. Une procédure de mesure et d'évaluation des effets de la variabilité de la teneur en eau sur le comportement mécanique des fondations a été étudiée en laboratoire.

¹ -DTR : Document Technique Réglementaire

En outre, la canicule prolongée ayant affecté l'Algérie durant l'été 2023 a engendré le rabaissement des aquifères et le dessèchement prolongé des sols. On dénote la modification de la structure hydromécanique des couches de sols argileux sous fondations ce qui provoque des déplacements de fondations et l'apparition de fissures notamment sur les habitations légères.

I 2 6. Terrain d'assise hétérogène

On rencontre ce genre de problèmes quand la reconnaissance du sol est insuffisante ou inadaptée. Cela se traduit par la conception d'un mode de fondation sur une assise de portance ou de comportement mécanique différentiel. Il se développe alors le phénomène de consolidation engendrant des tassements plus importants dans la couche meuble par rapport à la couche raide avec un impact préjudiciable sous forme de tassement différentiel et de déflexion.

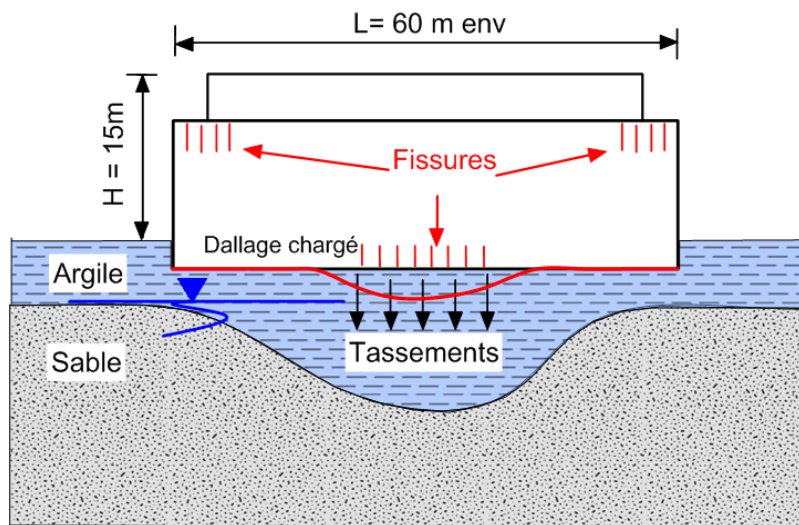


Figure 3- Fondations sur sol hétérogène

Par exemple ; d'après (Béchade, 2014), une maison qui est fondée sur différentes natures de sol tels que la grave limoneuse et l'argile peut engendrer des tassements qui diffèrent en raison de la déformation hétérogène (consolidations sous charges) qui diffèrent dans la grave et dans l'argile dues aux phénomènes (RGA)². Parmi les solutions susceptibles d'être appliquées l'isolement par géo-membrane, joints de rupture entre fondations et éventuellement l'adoption de la technique des micro-pieux.

I 2 7. Phénomène de retrait et gonflement des argiles

Le retrait et/ou le gonflement de certains sols argileux sont directement liés aux variations de leur teneur en eau naturelle. Indépendamment des phénomènes de déformation des sols argileux liés aux variations des contraintes dues aux constructions d'ouvrages, le retrait et /ou gonflement d'un sol argileux sont directement liés à la succion et la nature des minéraux qui le composent. À partir d'une importante base de données sur les sols argileux de Midi-Pyrénées en France, (Jacquard, 2008) a étudié la caractérisation du phénomène de retrait- gonflement et son impact sur les dallages industriels en prenant en considération l'influence de la rigidité de la structure ainsi que le niveau d'encastrement des fondations.

² -RGA : Retrait Gonflement des Argiles

La sensibilité des argiles a été étudiée par plusieurs chercheurs par des caractérisations en laboratoire tels que (Serratrice, 2008) en vue d'appréhender l'impact du retrait-gonflement sur les fondations.

Par ailleurs, l'érosion interne et la modification des écoulements souterrains d'origine naturels ou anthropiques provoquent des dégâts sur les fondations et les maçonneries des maisons et équipements publics, ce qui a été mis en évidence par les travaux de (Bahar et Kenai, 2002).

I 2 8. Effet de la remontée de la nappe

La nappe phréatique n'a pas un niveau constant, ce niveau peut parfois subir de fortes variations. Les remontées de nappe sont à l'origine de sous-pression pouvant affecter les parois, voire déstabiliser les ouvrages.

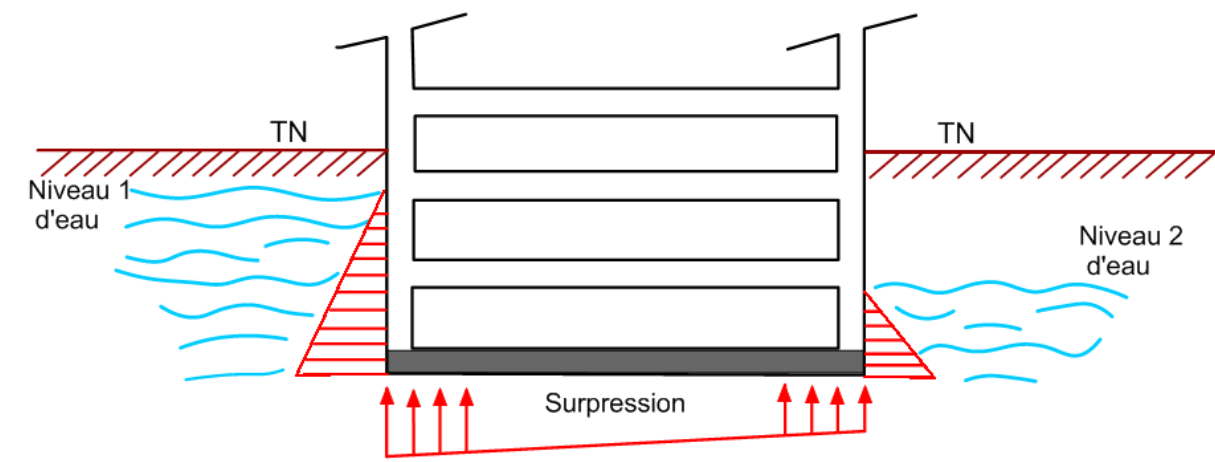


Figure 4- Inégalités des pressions hydrostatiques

A titre illustratif, d'après (Bouyahbar et al., 2021), il a été ainsi constaté à Paris vers la fin des années 1970 une remontée de nappe de plusieurs mètres ce qui avait provoqué plusieurs sinistres aux conséquences financières très importantes. Ces désordres se résument par la fissuration des radiers généraux, voiles d'infrastructure et la détérioration des ouvrages.

I 3. Méthodes de calcul de la portance du sol

Lorsqu'une fondation est de plus en plus chargée, il arrive un moment où une rupture plastique (poinçonnement) se produit dans le sol. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter la fondation. Sous l'effet de la charge appliquée, le sol va subir un tassement acceptable au début, mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité ultime y'aurait la rupture du sol.

I 3 1. Contrainte de référence

L'état de contrainte appliqué par la fondation (q_{ref}) au sol d'assise dépend de l'importance des sollicitations (M, N et T). En général, il existe deux (02) méthodes prenant en compte les effets barycentriques et excentrement des charges à savoir le diagramme trapézoïdal des contraintes communément appelé (modèle de Navier) et le modèle de Meyerhof (Figure 5).

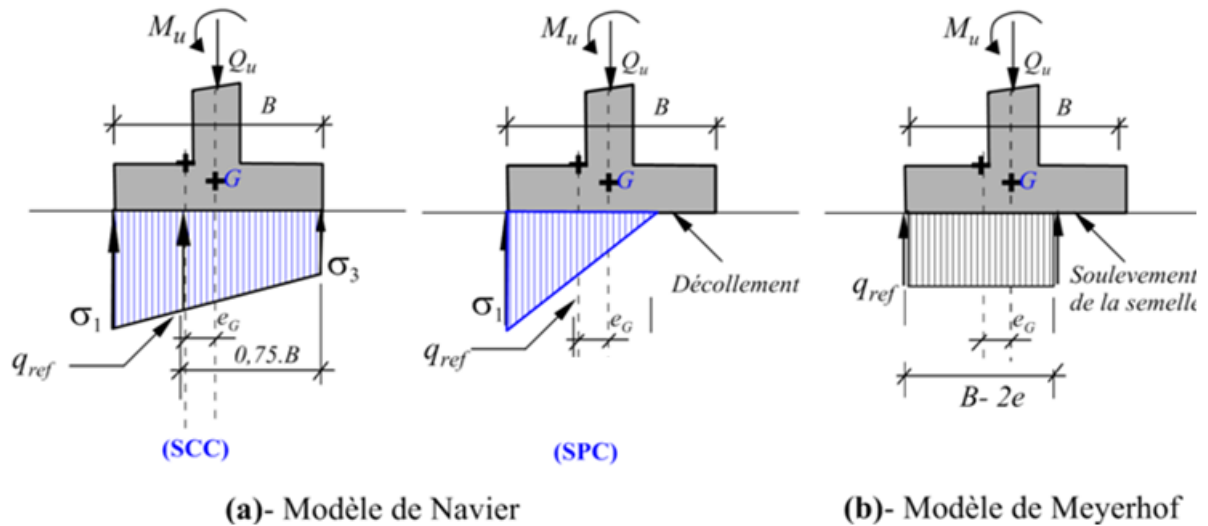


Figure 5- Contrainte référence sous semelle

- La contrainte moyenne (q_{ref}) à partir du **modèle de Navier** est donnée par :

$$[Q_u; M_u] \rightarrow q_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} < \bar{\sigma}_s ; \quad \text{avec} : \sigma_3 = \frac{Q_u}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) ; \quad e = \frac{M_u}{Q_u} \quad (1.1)$$

- La contrainte référence à partir du **modèle de Meyerhof** est donnée par :

$$q_{ref} = \frac{Q_u}{L(B - 2e)} < \bar{\sigma}_s ; \quad \text{avec} : e_G = e = \frac{M_u}{Q_u} \quad (1.2)$$

Il existe deux approches pour déterminer la contrainte admissible du sol : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire (C et ϕ), et les méthodes basées sur des essais in situ (exemple : la méthode pressiométrique).

Le calcul du taux de travail consiste à déterminer la charge limite (rupture) du sol, puis à minorer cette valeur par un coefficient de sécurité (F_s).

La contrainte admissible est donnée par la relation :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{q_u - \gamma_h D}{F_s} ; \quad \rightarrow (F_s = 2 \text{ à ELU et } \geq 3 \text{ à ELS}) \quad (1.3)$$

I 3 2. Méthode de Terzaghi ($C-\phi$)

La contrainte de rupture, pour une fondation filante de largeur B sous charge centrée est obtenue par la méthode de Terzaghi :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\beta \cdot B' \gamma_h + \gamma_h \cdot D \cdot N_q \cdot S_q + C \cdot N_c \cdot S_c \quad (1.4)$$

Avec : B : largeur de la fondation

C : La cohésion du sol sous la base de la fondation,

γ_h : poids volumique du sol sous la base de la fondations,

N_γ, N_q, N_c : facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement ϕ ,

S_γ, S_q, S_c : Coefficient de forme,

i_p : Coefficient de réduction de portance.

I 3 3. Essai pressiométrique

D'après (Olivier, 2006), c'est un essai in situ qui est apparu il y a cinquante ans dans la pratique de la mécanique des sols développé par Louis Ménard (1931-1978). Il est devenu en France, un essai de routine très largement utilisé. Il permet une approche différente des problèmes géotechniques et la réalisation d'un nombre plus important d'essais que le laboratoire ne le permet.

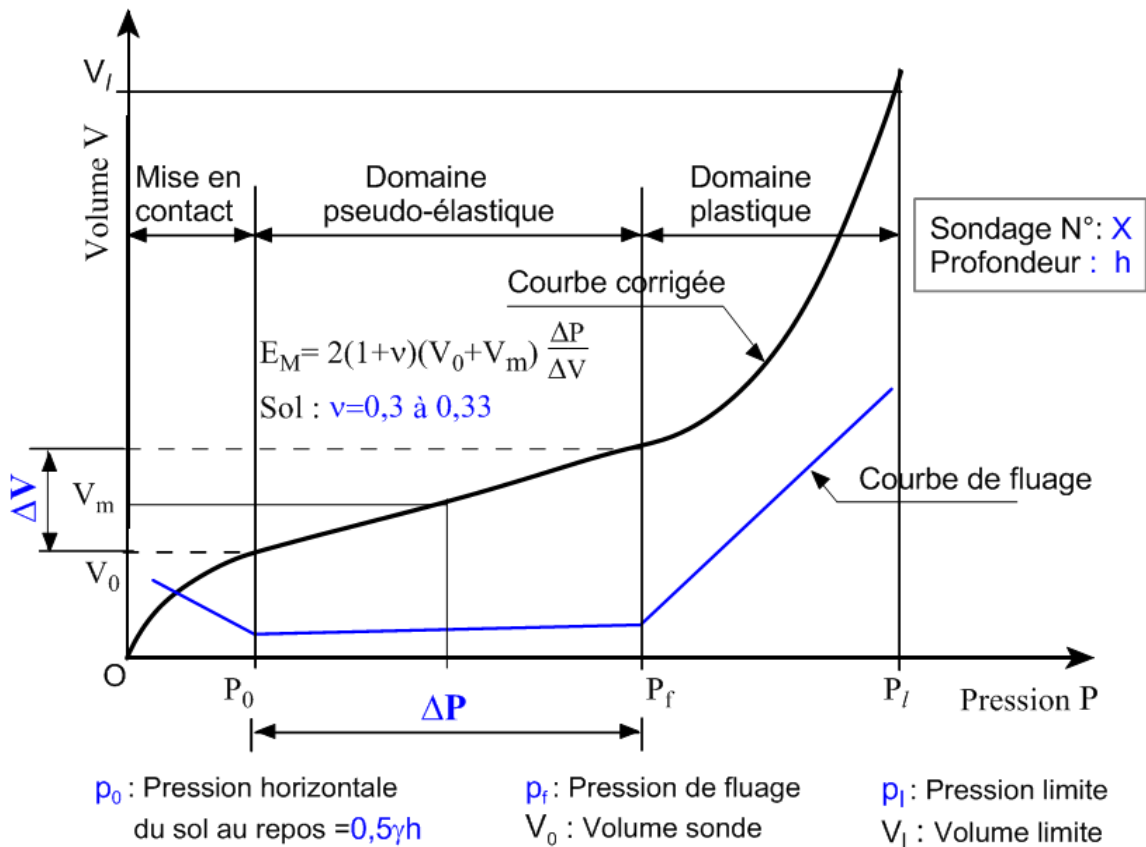


Figure 6- Courbe pressiométrique standard

Le pressiomètre Ménard comprend essentiellement une sonde cylindrique introduite dans un forage calibré réalisé à l'avance, de diamètre ϕ 63 mm. Celle-ci est dilatable radialement sous l'effet d'une pression fournie par un (CPV)³ situé au niveau du sol. On réalise ainsi un essai statique de chargement en augmentant la pression par paliers égaux de pression.

³ - CPV : Contrôleur Pression Volume

I 3 3 1. Méthode d'interprétation de l'essai

Chaque test de dilatation pressiométrique nous permet de déterminer à différents niveaux les 03 paramètres liés au comportement du sol à partir des petites déformations jusqu'à la rupture. Il s'agit de :

- E_M : module de déformation, en phase pseudo-élastique,
- P_1 : Pression limite qui correspond à l'apparition de grandes déformations de la cavité cylindriques,
- P_f : Pression de fluage.

I 3 3 2. Portance par la méthode pressiométrique

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte admissible de sol sous une charge verticale et centrée est donnée par la formule semi-empirique :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{K_p \cdot i_\beta \cdot P_{le}^*}{F_s} + \gamma_h D \quad \text{Avec} \quad : \quad P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n P_{1i}^*} = \sqrt{P_{11}^* \cdot P_{12}^* \dots (\dots) \cdot P_{1n}^*} \quad (1.5)$$

D'où : P_{le}^* : pression limite nette équivalente

P_{1i}^* : pression limite nette : $P_{1i}^* = P_{1i} - K_0 \cdot \gamma_h \cdot z$

K_0 : coefficient de la pression des terres au repos ($K_0=0,5$ dans le cas du pressiomètre).

γ_h : poids volumique du sol

z : profondeur en (m)

D_e : Encastrement équivalent

K_p : Coefficient de portance.

$$K_p = 0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] ; \quad \text{avec} : D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_{1i}^*(z) dz \quad (1.6)$$

I 3 4. Influence de la présence d'un talus

La présence d'un talus à proximité d'une fondation superficielle induit également une réduction de la capacité portante du sol. Cette réduction, matérialisée par un coefficient i_β , qui dépend :

- De la distance de la fondation au talus (mesurée horizontalement au niveau de la base de la fondation),
- Du type de sol, et de la pente β du talus.

$$\text{Cas} : d < 8B \rightarrow i_\beta = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2 \quad (1.7)$$

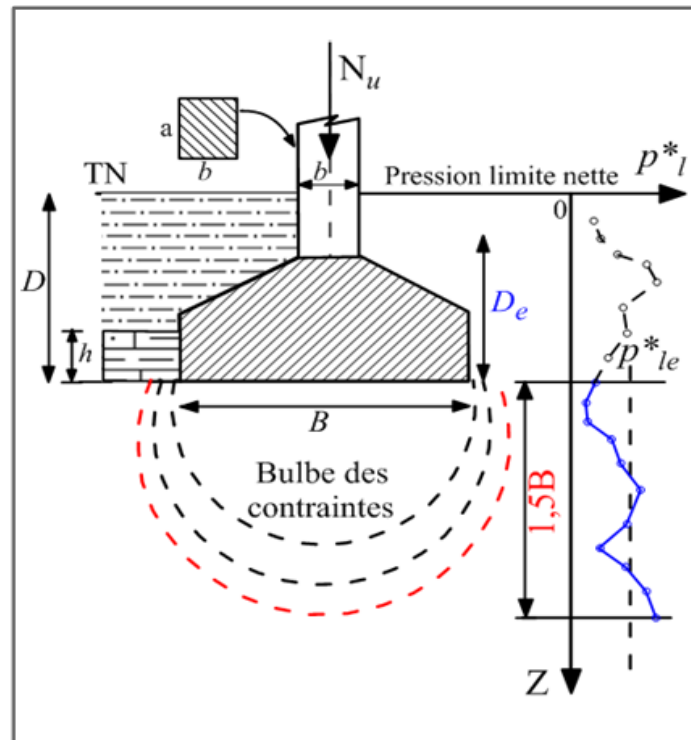


Figure 7- Contrainte admissible à partir du pressiomètre

I 4. Prévision de tassement des fondations

Dans tout projet de génie civil, il est impératif d'évaluer le tassement sous l'effet de la contrainte admissible. Dans les cas des sols compressibles (argile molle saturée), le tassement peut être important par voie de conséquence l'estimation de la portance du sol devra tenir compte de l'amplitude des tassements escomptés afin d'éviter des désordres liés aux tassements absolus et différentiels.

Il demeure bien entendu que la prévision de tassement pour tout ouvrage de génie civil est un facteur important de validation d'un projet de fondation ou de renforcement de sol.

Tableau 1- Valeurs des tassements admissibles d'après (Habib, 1997)

Types de tassements	Genre	Valeurs admissibles
Tassement différentiel admissible (Rotation)	Appuis isolés ou radiers	1/500 de la portée entre appuis
		1/1000 (pour plus de sécurité)
Tassement différentiel admissible (Amplitude)	Sol argileux	3 à 4 cm
	Sol sableux	2 à 3 cm
Tassement absolu (amplitude)	Semelle isolée	Argile : 6 cm et Sable : 4 cm
	Radier	Argile : 10 cm et Sable : 6 cm

I 4 1. Méthodes d'évaluation des tassements

Selon la consistance du programme géotechnique concrétisé et le nombre d'essais réalisés, on peut recourir à plusieurs méthodes de prévision de tassement selon l'importance de l'ouvrage et le contexte géotechnique du projet, à cet effet on peut citer les types de tassements suivants :

D'après (Bouafia, 2006) le tassement d'une fondation est en général la résultante de trois composantes :

- s_i : tassement élastique instantanée, se manifeste au début de chargement suite a une déformation du sol à volume constant.
- s_c : tassement causée par la consolidation primaire il est prépondérant dans les sols fins saturés.
- s_f : tassement de consolidation secondaire, dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous l'effet des contraintes effectives constantes dans le temps.

I 4 1 1. Méthode des tranches (œdométrie)

L'essai à l'œdomètre consiste à enfermer un échantillon de sol fin saturé d'épaisseur h, dans une boîte totalement indéformable latéralement (cylindrique ou cubique), ouverte à sa partie supérieure, où l'on applique une force qui se traduit par une contrainte σ' . Ainsi, on mesure la variation de la hauteur (Δh) de l'éprouvette de sol pendant l'application de chaque charge.

L'essai œdométrique (Figure 8) fournit, d'une part des courbes de consolidation qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps (variation de l'épaisseur de l'éprouvette), et une courbe de compressibilité reliant la contrainte effective et l'indice des vides de chaque palier de chargement qui nous permet de déterminer les paramètres C_s , C_c , et σ'_p .

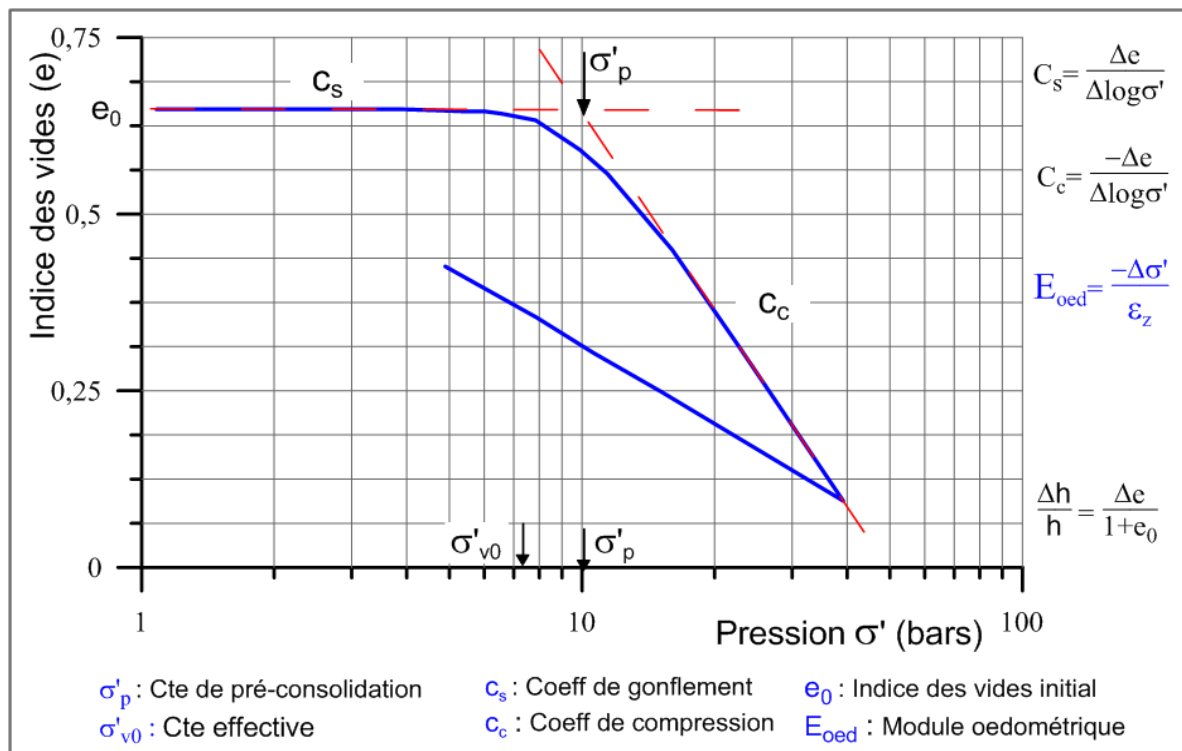


Figure 8- Courbe de compressibilité œdométrique

D'après (Combrieu, 2008), le tassement évalué par la méthode œdométrique est utilisé pour le comportement d'un sol compressible à long terme (effet de consolidation) sous des charges de grandes dimensions.

Le calcul des tassements œdométrique s'effectue en utilisant la formule :

a) Pour un sol normalement consolidé :

$$\text{Cas : } (\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p) \rightarrow s_{\text{oad}} = \frac{h_i}{1+e_0} c_c \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad (1.8)$$

b) Pour un sol sur-consolidé :

$$\text{Cas : } (\sigma'_{v_0} < \sigma'_p) \rightarrow s_{\text{oad}} = \frac{h_i}{1+e_0} c_s \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} \right) \quad (1.9)$$

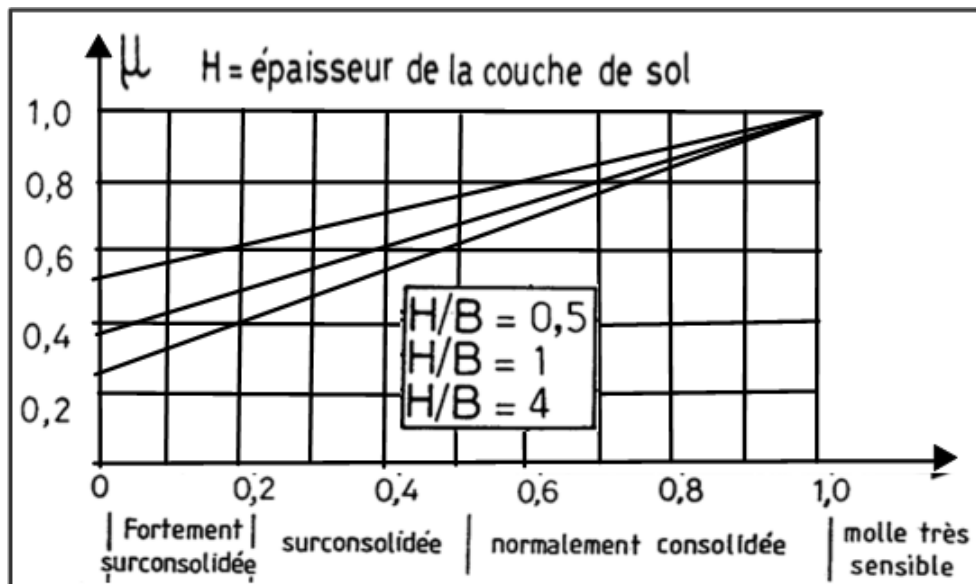


Figure 9- Abaque de Skempton et Djerrum

Dans le cas des sols argileux, Skempton et Djerrum préconisent une correction du tassement calculé par la méthode œdométrique. Cette réduction de tassement par un coefficient μ (Figure 9) prend en considération l'influence des déformations latérales du sol sous la fondation, laquelle n'est pas considérée dans la cellule œdométrique

$$S = \mu \cdot S_{\text{oad}} \quad (1.10)$$

I 4 1 2. Méthode semi empirique de Menard

La vérification des tassements absolus et différentiels d'une fondation superficielle doit être réalisée à l'ELS. Cette vérification peut être effectuée à partir de la méthode pressiométrique, basée sur les résultats des essais au pressiomètre Ménard et s'appliquent généralement pour les

semelles rigides de faible dimensions. Ce tassement n'intègre pas la consolidation (cas des argiles saturées)

Le tassement pressiométrique d'une fondation encastré est donné par la relation suivante

$$s_t = s_c + s_d = \frac{\alpha q_{ref} \cdot B \cdot \lambda_c}{9 E_c} + \frac{2q_{ref} \cdot B_0 \cdot (\lambda_d \frac{B}{B_0})^\alpha}{9 E_d} \quad (1.11)$$

Avec q_{ref} : La contrainte verticale appliquée par la fondation,

B_0 : la largeur de référence valant 0,6 m,

λ_c et λ_d : Coefficients de forme dépendant de la nature et dimensions de la fondation (Tableau 1).

E_c : le module sphérique mesuré dans la tranche d'épaisseur B/2 à la base de la fondation.

E_d : le module déviatorique évalué empiriquement sur une profondeur de 8B.

α : Le coefficient rhéologique de Ménard (Tableau 2)

Tableau 2- Coefficient rhéologique α selon Menard

Type	Tourbe	Argile		Limons		Sables		Sables et graviers	
	A	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*	A	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*	α
Sur-consolidé/très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	-	1/3	-	1/4

Tableau 3- Valeurs des coefficients de forme λ_c et λ_d (Selon Ménard, D60)

Valeurs de	Type de semelles					
	Circulaire	Carrée	Rectangulaire			
			L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 20
λ_c	1,00	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Les modules E_c et E_d (Figure 10) sont donnés ci-après. On note par E_c le module qui prend en considération la phase de tassement dans le domaine sphérique mesuré dans la couche de sol d'épaisseur (B/2) située sous la fondation.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_c = E_1 \\ \frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}} \Rightarrow E_d = \frac{4}{\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}} \right)} \end{array} \right. \quad (1.12)$$

$E_{i,j}$: moyenne harmonique mesurée dans les tranches i à j.

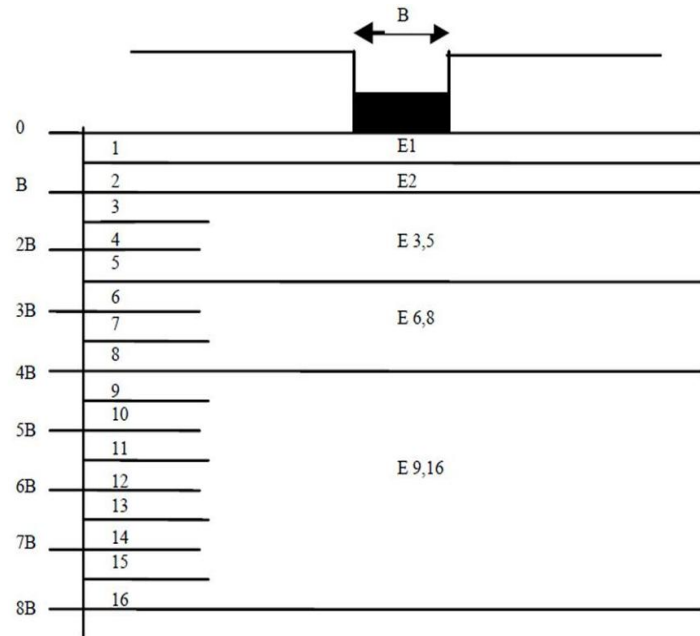


Figure 10- Découpage en sous couches de la méthode pressiométrique

I 4 1 3. Prédiction de tassement par les méthodes numériques

La prédiction de tassement peut être menée en utilisant des codes numériques par éléments finis ou différences finies (Plaxis, Flac, Ansys, Cesar,...etc). Ces méthodes permettent de discréditer un domaine géométrique en imposant des conditions de frontières en contraintes et / ou en déplacement, d'effectuer des chargements variés et d'obtenir après déroulement des calculs, des résultats en contraintes (Efforts, moments) et des champs de déplacement en tout point du modèle. Les méthodes numériques dans le domaine de la géo-mécanique font appel à des lois de comportement non linéaires afin de tenir compte de la plasticité et du fluage des sols notamment les argiles saturées.

I 4 1 4. Le tassement élastique

C'est un tassement instantané (immédiat) qui est évalué en se basant sur la théorie d'élasticité linéaire sans prendre en compte l'effet de drainage et de consolidation. Cette méthode est basée sur la loi de Hook généralisé moyennant certaines corrections en fonction de la forme de la semelle (coefficient C_f). Le tassement élastique est donné par

$$s = q_{ref} \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_s} \cdot C_f \quad (1.13)$$

E_s : le module de déformation.

C_f : Coefficient qui dépend de la forme de la fondation et de sa rigidité (tableau 4).

Tableau 4- Valeurs du coefficient C_f (Giroud, 1972)

Cas des fondations		Types de semelles								
		Si	Sa	Rectangulaire : L/B						
				2	4	6	8	10	15	20
Rigides		0,79	0,88	1,20	1,59	1,83	2,00	2,13	2,37	2,54
Souples	Centre	1,00	1,12	1,53	1,96	2,22	2,40	2,54	2,80	2,99
	Bord	0,64	0,56	0,76	0,98	1,11	1,20	1,27	1,40	1,49

Si : semelle circulaire, Sa : semelle carrée

Tableau 5- Valeurs approchées du module pressiométrique E_M d'après (Dhouib, A, 2016)

Sol	Etat de consolidation	E_M/P_1^* (D60)	E_s/E_M (NF P94-261)	E_s/E_M proposé
Argiles	Sur-consolidées	>16	4,5	3 à 4
	Normalement consolidées	9 — 16	3	3
Limons	Normalement consolidées	>14	4,5	4 à 5
	Sur-consolidées	8 — 14	3	3
Sables	Lâches	>12	4,5	4 à 6
	Denses	7 — 12	3 (Valeur pessimiste)	4
Graves	Lâches	>10	6 (Valeur pessimiste)	6 à 12
	Serrées	6 — 10	4,5 (valeur pessimiste)	6

I 5. Techniques de reprise en sous œuvre

Ces techniques répondent à un objectif de réparation ou de renforcement pour l'ouvrage porté, consistent le plus souvent en un renforcement du sol de la fondation ou une reprise en sous œuvre. Pour notre cas, les techniques sont très différentes et il a été choisi comme suit :

I 5 1. Les micro-pieux

La technique des micro-pieux consiste à introduire des inclusions rigides de faible diamètre pour le transfert des charges de l'ouvrage vers des horizons résistant. Elle est souvent associée à la construction de massifs de réaction pour verinage de neutralisation des tassements différentiels.

Les micros pieux permettent une souplesse dans la réalisation et sont conçus en général pour renforcer les fondations ayant subi des tassements. Ils peuvent être verticaux ou inclinés et fonctionnent principalement au frottement latéral. Leurs modes de réalisation par injection sous basses ou hautes pressions permettent le refoulement latéral de sol ainsi l'augmentation de l'effet de frottement. L'opération consiste à forer le débord de la fondation par rotoperçussion. Le sol est ensuite excavé avec une tarière, jusqu'à la profondeur de calcul des micro-pieux. La profondeur est déterminée par des essais pressiométriques (pression limite) pour obtenir le frottement latéral

de chaque couche de sol. Un tube métallique est ensuite introduit dans le trou avec injection de coulis de ciment très fluide à faible pression.

Le procédé de micro-pieux injectés de 12 m de profondeur a été utilisé de 1992 à 2004 au niveau du terminal à bacs de stockage de pétrole brut de Bejaia en vue de soulever les bacs ovalisés affectés par des tassements différentiels importants d'après (Bahar et al., 2013).

I 5 2. Les injections de coulis

Les projets de réparation et de renforcement des structures peuvent faire appel au traitement des sols sur lesquels les fondations reposent sans déplacement des terrains. Les injections de coulis sont utilisées pour colmater les vides karstiques souterrains. Dans le cas des terrains pulvérulents (perméables), l'imprégnation du coulis permet l'amélioration des propriétés mécaniques du sol notamment la cohésion. La (Figure 11) illustre les familles d'injections les plus courantes dans l'amélioration et la reprise en sous œuvre des fondations.

Dans le cas des sols cohérents, l'injection engendre un claquage pouvant se traduire par des soulèvements.

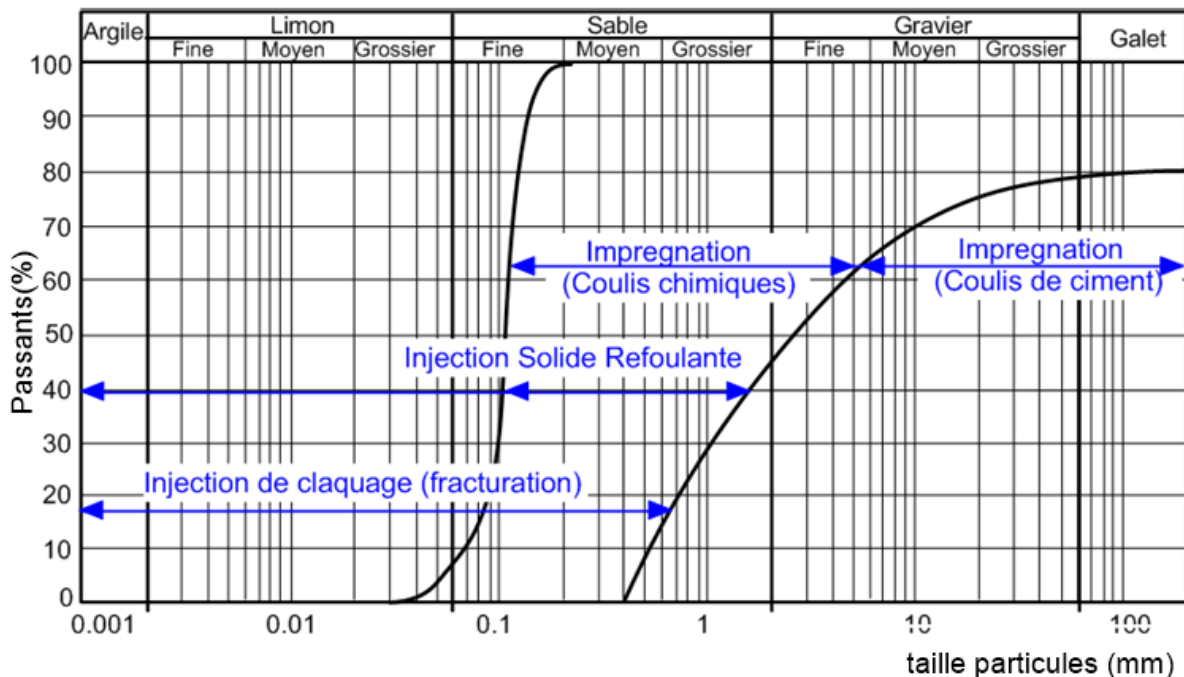


Figure 11- Les différents types d'injection dans le génie civil

I 6. Conclusion

Aux termes de ce chapitre 1, nous concluons que les fondations revêtent une importance capitale sur la stabilité de forme et la pérennité de l'ouvrage. Les erreurs de conception des fondations, l'insuffisance de reconnaissance géotechnique, l'interaction entre les ouvrages et les terrains en pente présentent en général des risques à appréhender dans toutes les phases de la construction.

D'après l'état de l'art, les tassements présentent des risques sur l'ouvrage et son environnement immédiat. Cependant, le tassement différentiel demeure très préjudiciable et nécessite des travaux de reprise en sous œuvre onéreux. Dans certains cas, il est quasiment impossible de redresser le bâtiment, le cas de la tour de Pise est édifiant.

Chapitre II : Diagnostic, analyse des données géotechniques et monitoring

II 1. Introduction

Le présent chapitre a pour objectif de diagnostiquer le bâtiment (R+6) + entre sol affecté dans un passé récent par la pathologie de tassements différentiels (inclinaison).

Le bâtiment en question fait partie d'un programme de logements sociaux LSP (Figure 12) implanté dans la région de Sidi Abdallah à Alger, réceptionnés et mis en exploitation en 2008. À partir de l'année 2015, soit plus de 7 ans environs de leur réception, des problèmes d'inclinaison et d'ouverture du joint de dilatation commencèrent à apparaître au niveau du bâtiment B11 (Figure 13), ce qui a alerté les autorités en charge afin de mener une expertise en vue de connaître l'origine du problème.



Figure 12- Plan de masse et implantation des essais géotechniques de diagnostic

La pathologie constatée sur le bâtiment avait fait l'objet récemment d'analyses réalisées par plusieurs bureaux d'études et d'experts en collaboration avec le CTC⁽⁴⁾. Des relevés de terrains, des mesures des déplacements, mesures inclinométriques et une campagne géotechnique de

⁴ : CTC : Organisme National de Contrôle Technique des Constructions

diagnostic du sol ont été concrétisés dans ce cadre. **À noter qu'aucune solution de confortement, ni de reprise des fondations n'est encore envisagée à ce jour.**



Figure 13- Vue du bâtiment affecté et ouverture du joint de dilatation

II 2. Relevé des désordres subis

D'après la visite du site et l'exploitation du rapport d'expertise ([Engineering, 2022](#)), les dommages subis par le bâtiment sont les suivants :

- Ouverture importante du joint de dilatation entre les deux blocs A et B suivant la direction Nord- Sud, ce qui témoigne de l'ampleur des tassements différentiels ([Figure 13](#)),
- Eclatement au niveau des acrotères au droit du joint de dilatation séparant les deux blocs. Elle est due à la solidarisation des deux parties A et B lors de la réalisation (défaut d'exécution),
- La solidarisation des deux voiles au niveau du joint de dilatation (absence de joint) au niveau du sous sol jusqu'au premier étage, a engendré une fissure longitudinale avec le plancher dalle,
- Dégradation des revêtements de sol au droit du palier d'escalier traversé par le joint de dilatation de 5 cm d'épaisseur,
- Basculement du soutènement en béton ([Figure 14](#)) en contrebas du bâtiment B11 (du côté sud),
- Défectuosité (fuites) du réseau d'assainissement existant (AEU) qui se traduit par des fuites d'eaux usées perceptibles sur la voirie. A noter que le réseau AEU a été réalisé en buses en ciment comprimé, inadaptés par rapport à la nature du sol argileux sensible à l'eau,
- Fissures béantes (d'échelle centimétrique) et ondulations sur la voirie,

- Le sol autour de la semelle est humide indiquant des venues d'eau (Figure 16), ce qui a provoqué le ramollissement du sol d'assise.

Par ailleurs, d'après le constat visuel, les éléments porteurs (voiles, planchers dalles pleines et escalier en béton armé) n'ont subi aucune anomalie, ni dommage structural apparent.

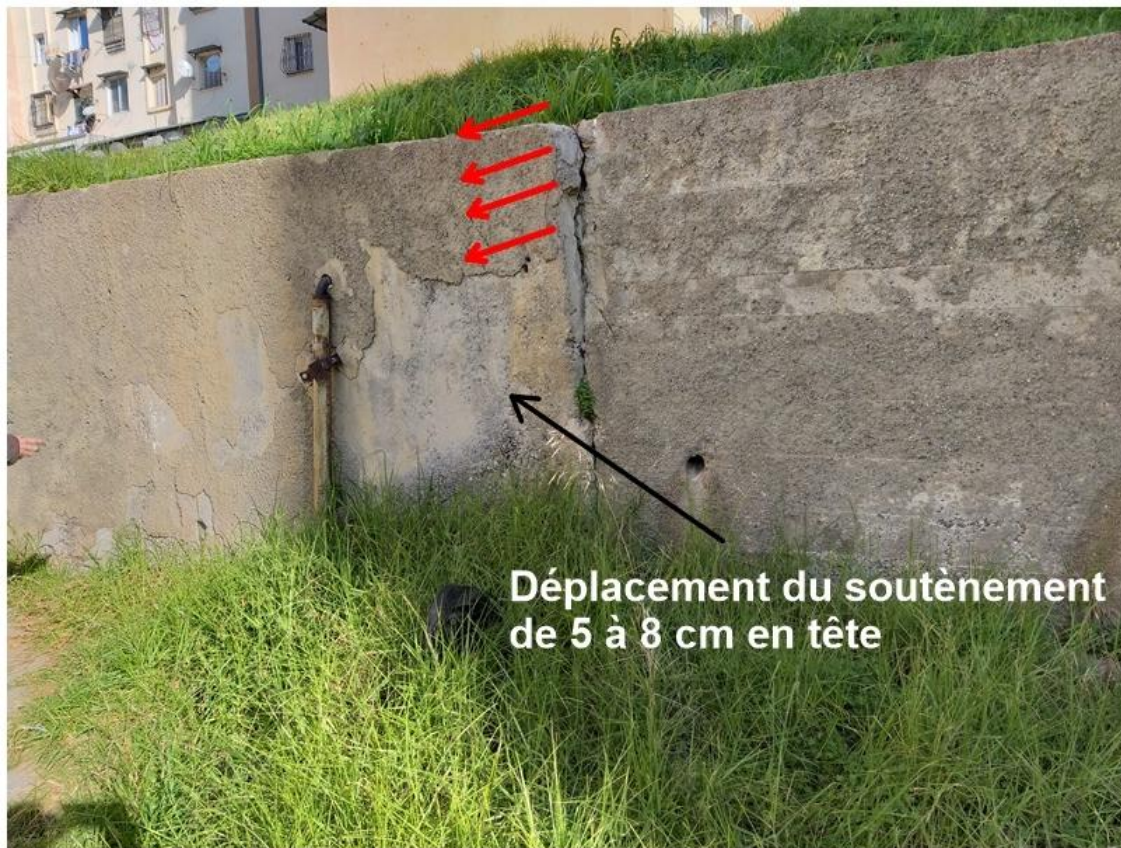


Figure 14- Vue du balancement du voile de soutènement



Figure 15- Eclatement des extrémités de l'acrotère entre les deux blocs.



Figure 16- Argile grisâtre et humidité (stagnation d'eau au niveau des fondations)

II 3. Diagnostic géotechnique

La campagne d'étude de sol effectuée initialement d'après le laboratoire (ANSA, 2000) lors de la conception du programme de logements LSP en l'an 2000 avait préconisé une **portance de 1,5 bars à 2 m d'ancrage** avec un **tassement prévisionnel variable de 4 à 5 cm** pour des semelles filantes.

Dans le cadre de l'expertise, une campagne de diagnostic géotechnique a été réalisée en 2022 par le laboratoire LNHC de Oued Smar (LNHC, 2022) qui est constituée de sept (07) sondages carottés de 25 à 35 m de profondeur, six (06) essais pressiométriques et la mise en place de tubes inclinométriques et piézométriques pour le suivi d'éventuels mouvements de sol et la variation du niveau de la nappe phréatique.

L'objectif recherché à travers l'expertise géotechnique est la caractérisation géo-mécanique, physique et chimique des couches de sol, l'évaluation précise de la portance et l'amplitude des tassements ainsi que les risques vis-à-vis d'éventuels mouvements de terrains (relevés inclinométriques).

II 3 1. Analyse de la coupe géotechnique

Les différents sondages carottés ont révélé la lithologie illustrée dans la (Figure 17). On retrouve la superposition des argiles et des marnes. On remarque que le relief du terrain est accidenté avec une pente variable de 25 à 30 %. Par ailleurs, les essais de laboratoire dénotent que la teneur en eau (w) est variable de 25 à 44 %, l'indice de plasticité (I_p) varie de 25 à 28 %, ce qui indique qu'il s'agit bien d'un sol de nature argiles plastiques.

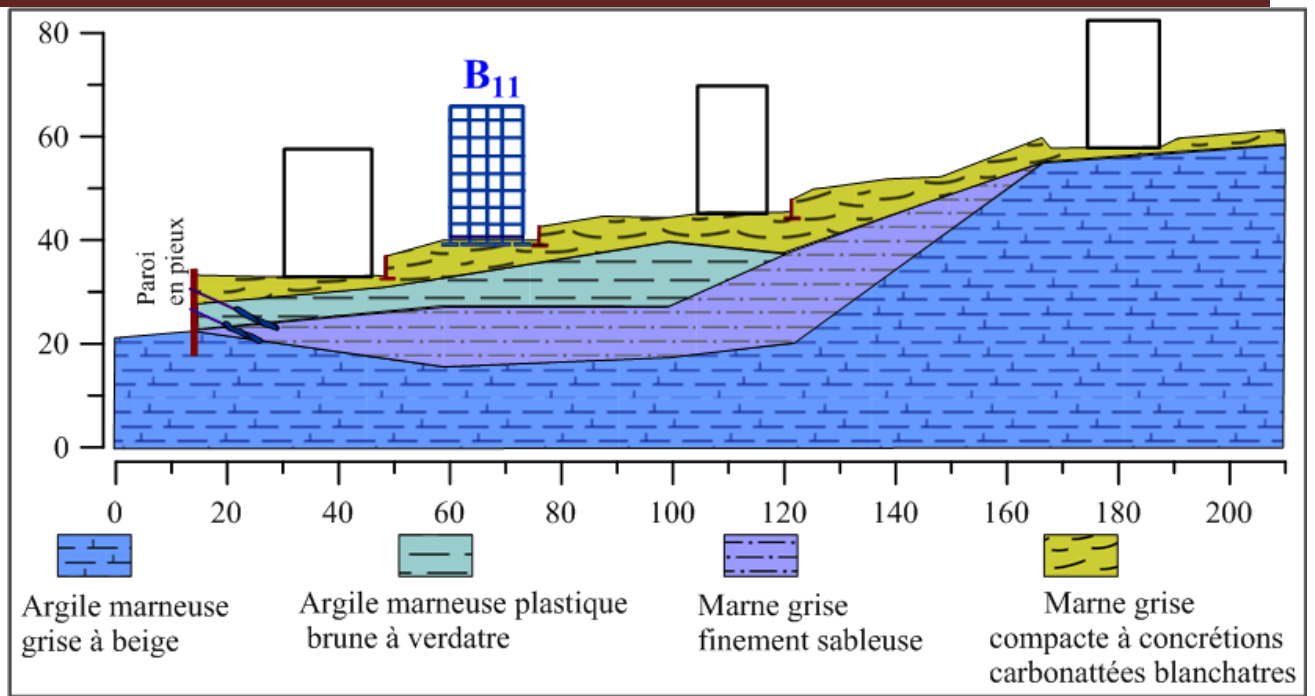


Figure 17- Coupe géologique A-A Nord-Sud du site

Les analyses granulométriques effectuées sur les échantillons de sol dénotent que le pourcentage des **passants à 80 μm est supérieur à 50 %**. Il s'agit donc de **sols fins (cohérents)** selon la classification LCPC ⁽⁵⁾. D'après le rapport $C_v / (1+e_0)$, les essais oedométriques dénotent un comportement moyennement compressible à très compressible en vertu de la classification de Philipponnat (2002) pour les formations superficielles et faiblement compressible pour les couches de marne à passages sablonneux et l'argile marneuse grise.

Les relevés piézométriques durant la période de janvier à mars 2022 ont révélé la présence d'eau à partir de 1,8 m de profondeur. Une forte agressivité de classe **(XA3)** a été détectée par les analyses chimiques due à la présence de sulfates (SO_4^{2-}), ce qui témoigne des fuites du réseau d'assainissement qui sont perceptibles visuellement sur site.

Les angles de frottement et la cohésion des argiles plastiques sont jugées faibles d'après la lithologie du sondage carotté SC4 (Figure18).

⁵ - LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

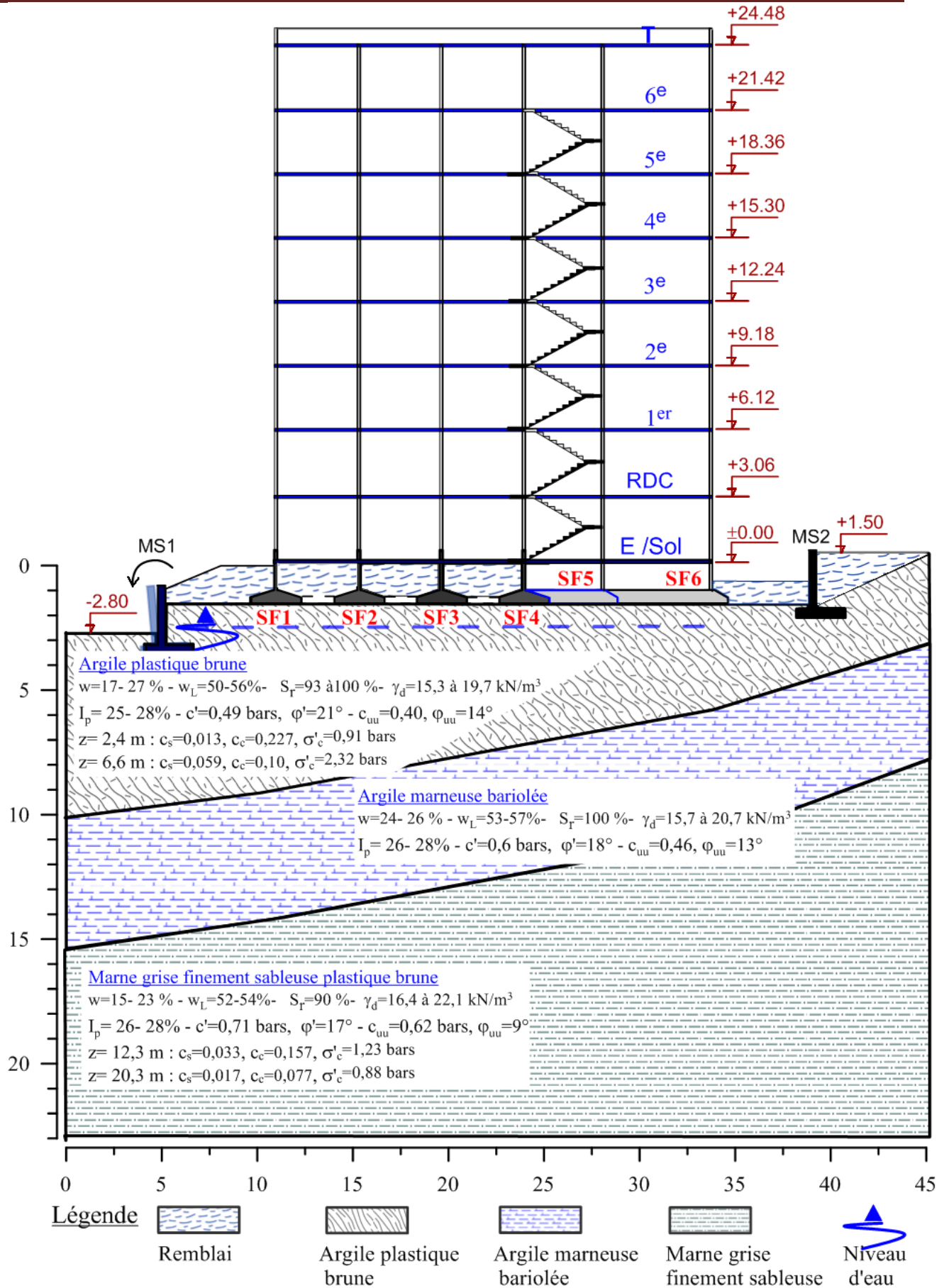


Figure 18- Profil PR-1 et lithologie du sondage carotté SC4

II 3 2. Essais pressiométriques

Les résultats des quatre (04) essais pressiométriques obtenus au voisinage du bâtiment affecté (B11) sont présentés sous forme d'histogrammes (Figure 19), ils montrent la variation de deux paramètres fondamentaux : la pression limite (p_l) et le module de déformation pressiométrique (E_M) en fonction de la profondeur.

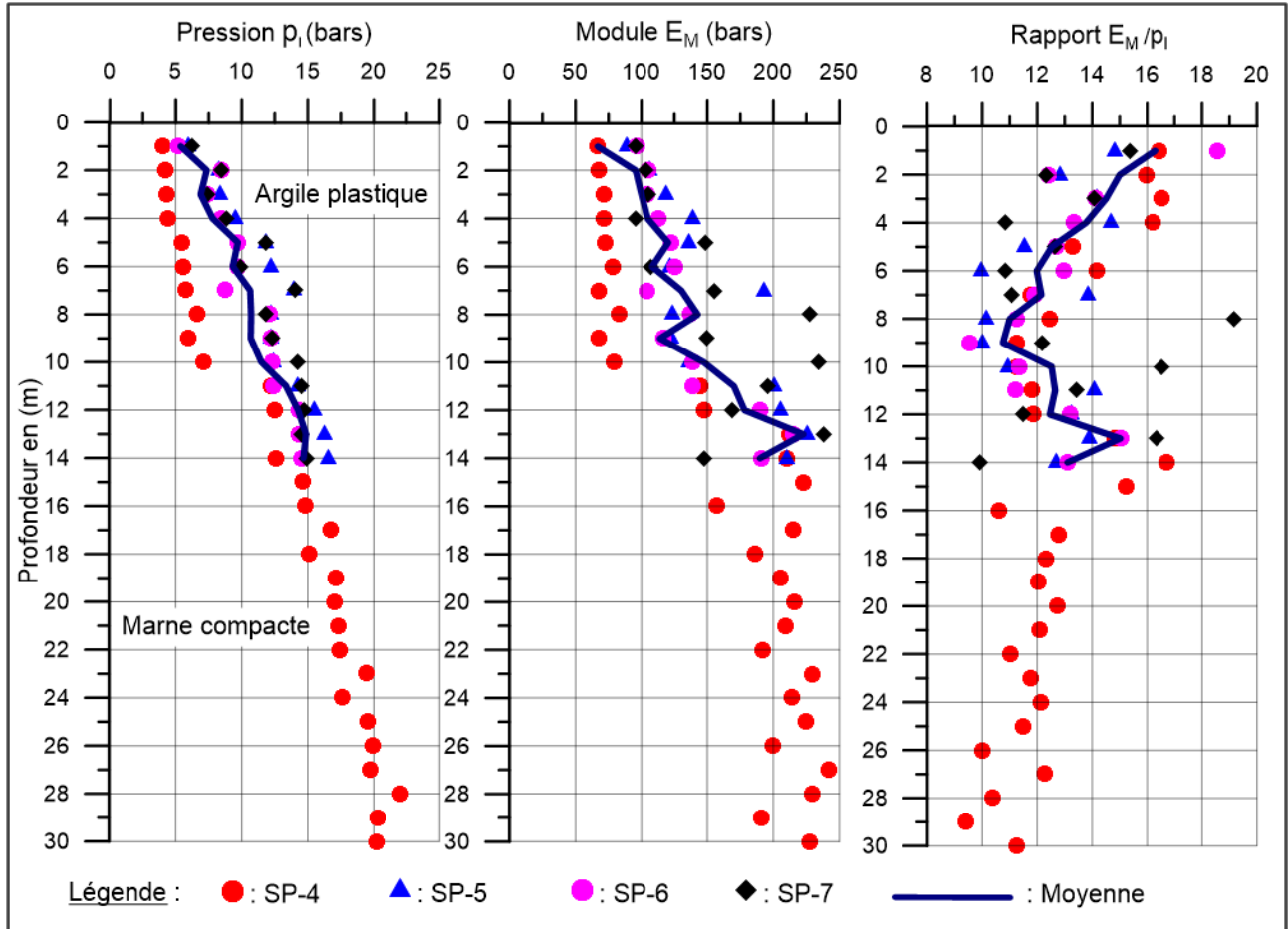


Figure 19- Essais pressiométriques réalisés dans le cadre du diagnostic

D'après les essais pressiométriques, on conclue ce qui suit :

- Les histogrammes pressiométriques montrent clairement une **variabilité des caractéristiques mécaniques** du sol. Donc, il s'agit d'un **sol hétérogène**.
- Les pressions limites de 0 à 14 m de profondeur sont croissantes, elles varient de 5 à 14,8 bars. À noter que les eaux détectées lors de l'investigation des semelles ont une influence sur la résistance du sol
- Les modules E_M varient de 67 à 223 bars entre 0 et 14 m de profondeur,
- Les sols de nature argileuse sont normalement consolidés d'après la classification Menard car le rapport (E_M/p_l) est inférieur à 16 d'après (Cassan, 1988),

Les pressions limites nettes (p_l^*) et modules de déformations (E_M) nous ont permis d'évaluer respectivement dans le (chapitre 4) la portance du sol et les tassements à partir de la méthode semi-empirique de Louis Menard, élastique et par éléments finis.

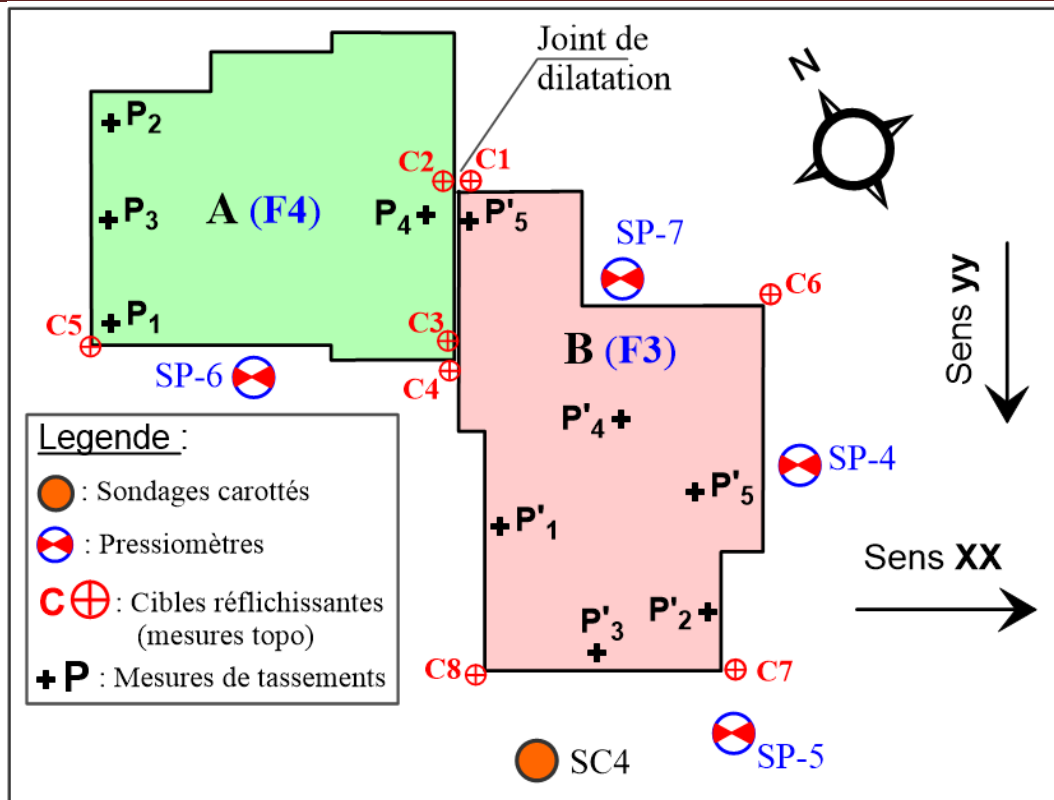


Figure 20- Plan de repérage des essais géotechniques et des cibles de monitoring

II 3 3. Relevés inclinométriques

Les inclinomètres sont des instruments qui permettent de mesurer les déplacements éventuels du sol en profondeur. Il s'agit d'introduire un tube souple en aluminium dans des pré-forages et de suivre leurs mouvements périodiques par une sonde sensible introduite dans les rainures.

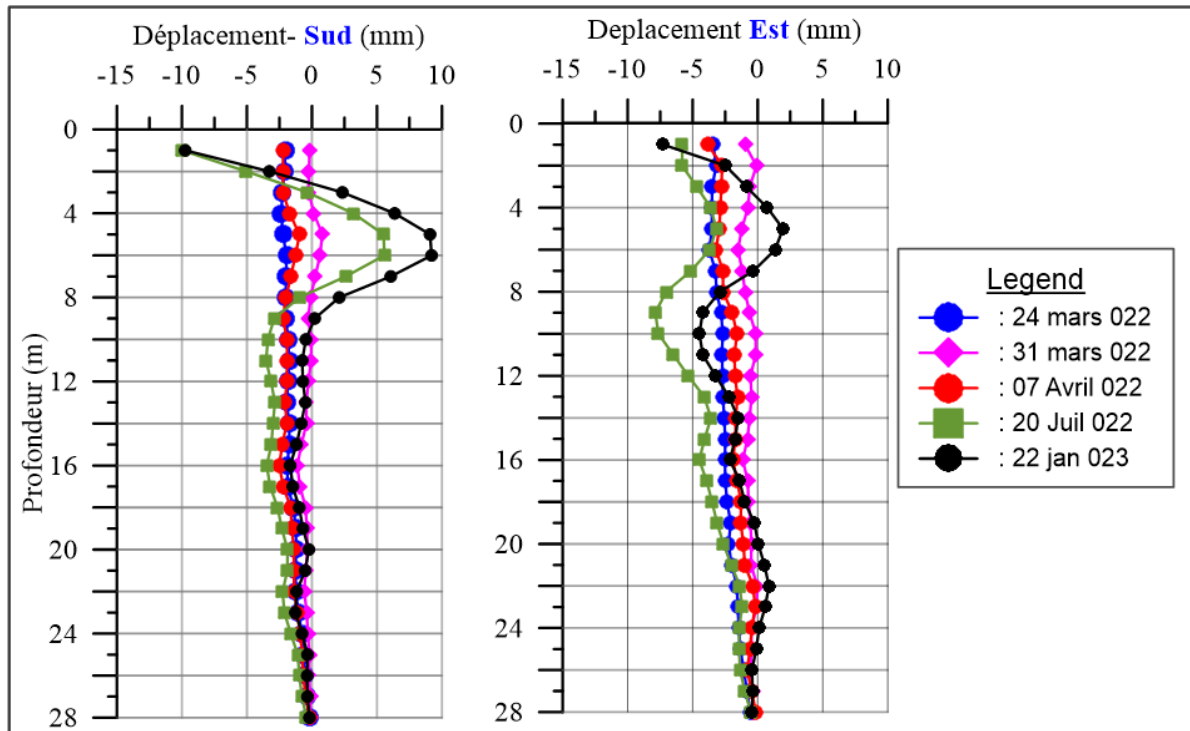


Figure 21- Relevés inclinométriques au voisinage du bloc B11

De l'exploitation du listing de mesures, nous avons construit les déformées inclinométriques (Figure 21) durant une période de 8 mois (2022 à 2023) à proximité du talus du bloc B11 touché par les tassements différentiels.

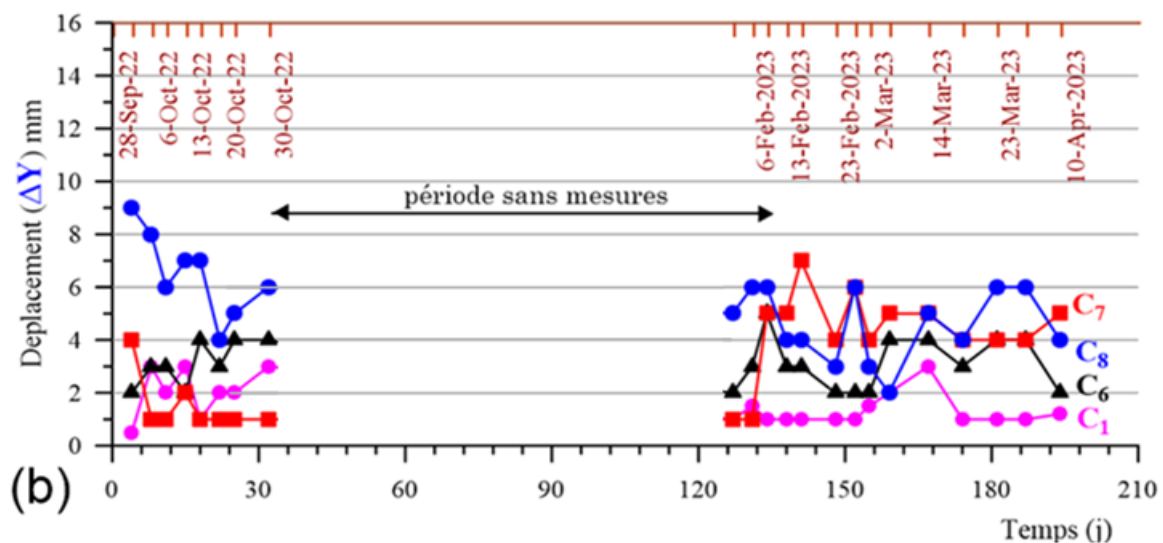
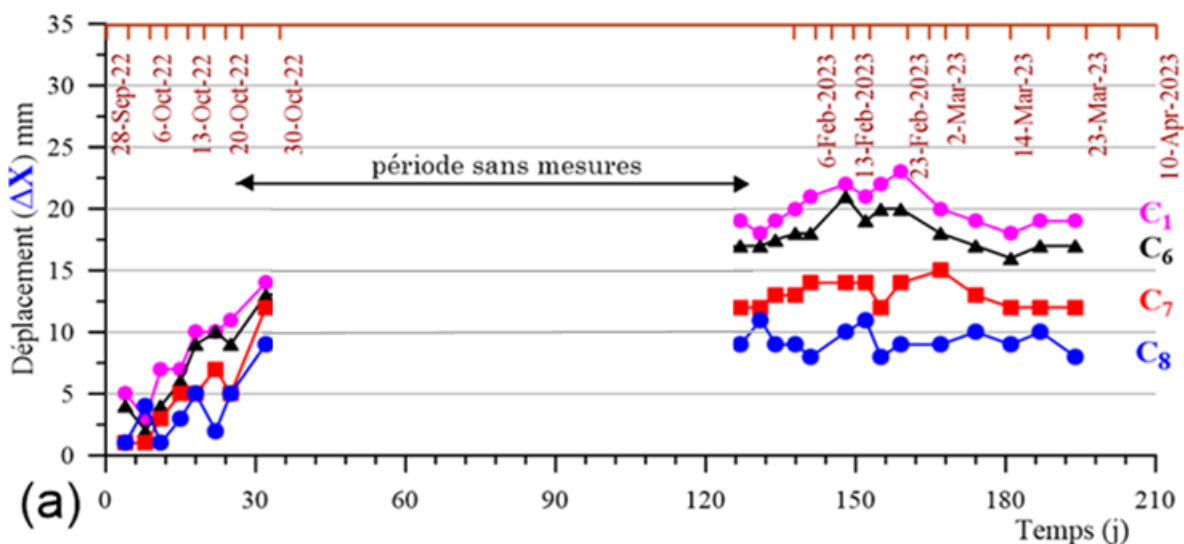
a) Analyse des résultats

Ces courbes inclinométriques nous montrent la variation de la déformation (déplacement) des différentes couches du sol en fonction de la profondeur dans les deux directions Est et Sud. D'après les mesures, on arrive vers les conclusions ci-dessous :

- ✓ Le déplacement maximal retiré de la courbe est d'une valeur de **10 mm** ce qui conduit à dire qu'il est négligeable dans notre cas (**échelle millimétrique**) par la suite confirmer qu'il ne s'agit donc pas d'un glissement de terrain (déplacement très faible).
- ✓ De plus on augmente de profondeur de plus on atteint des déplacements **très faibles voir nuls**. (À 28 m de profondeur, le déplacement est nul).

II 3 4. Monitoring du bâtiment par cibles topographiques

Pour suivre les déplacements 3D du bâtiment, huit (08) cibles topographiques autocollantes (Figure 20) ont été placés sur différents angles des façades à compter de septembre 2022.



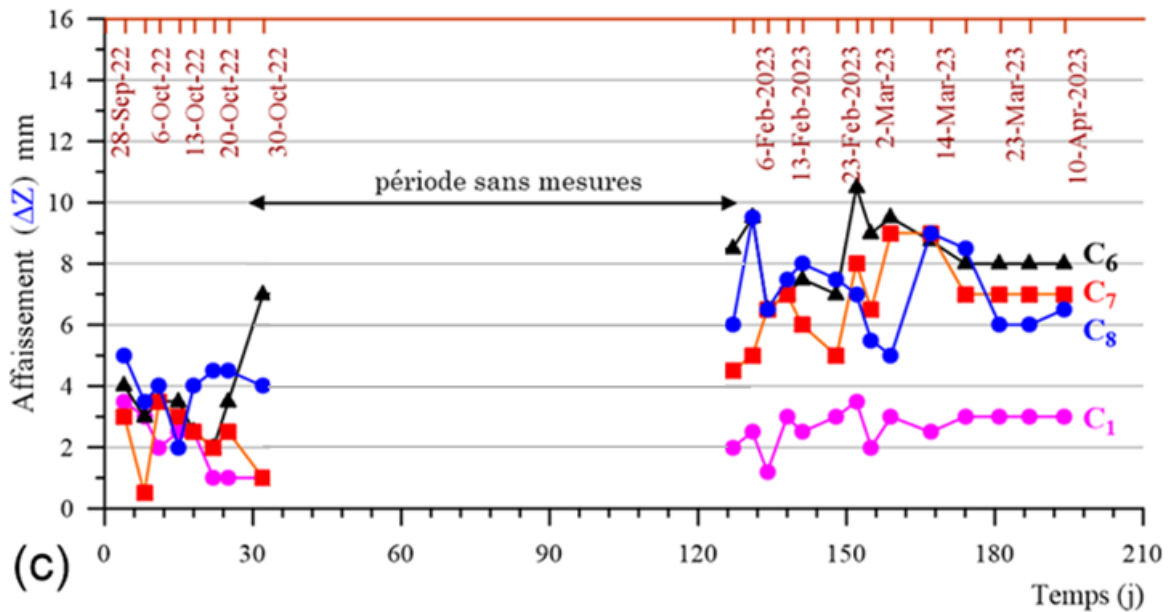


Figure 22- Relevés des cibles topographiques 3D (période Sept-2022 à Avr 2023)

Il y'a lieu de signaler que les tassements et les déplacements du bloc B11 **sont inconnus depuis sa réception en 2008 jusqu'à 2022**, aucun dispositif de mesure n'a été mis en place durant cette période.

L'appareil utilisé est un théodolite d'expertise de haute résolution dont l'erreur de mesure est de 1/10 de millimètre. Les mesures ont été effectuées par le bureau d'études engagé pour le diagnostic durant une période de plus de 6 mois (**de septembre 2022 à avril 2023**).

a) Exploitation des résultats

Ces courbes montrent la variation des différentes cibles (C1, C6, C7, C8) de la partie B placés les façades du bâtiment voir (Figure 20) en fonction du temps (jours). D'après l'analyse des résultats on constate que :

Les cibles installées sur la partie B du bâtiment 11 à savoir **C1, C6, C7 et C8** ont enregistré des déplacements qui varient de 5 mm à 23 mm durant une **période de 5 mois** suivant l'axe X-X (

Figure 22-a), ainsi des déplacements suivant l'axe Y-Y qui varient de 0 mm à 9 mm durant la même période (

Figure 22-b). A savoir les déplacements verticaux (tassements) dans la (

Figure 22-c) varient de **4 à 10 mm** durant la même période.

En exploitant ces résultats, on déduit que ce bâtiment est toujours en cours de déplacement (subi des déplacements jusqu'à la dernière mesure).

NB

- Les cibles installées sur la parti A du bâtiment B11 à savoir C2, C3 et C5 ont enregistré des déplacements relativement faibles en comparaison à la partie B. c'est pour cela qu'on s'intéresse dans notre diagnostic de l'étude de la partie B parce qu'elle est la plus touchée

par les désordres constatés et par des déplacements (la partie qui a subi des tassements différentiels).

II 3 5. Evolution de l'ouverture du joint de dilatation

Parmi les désordres subis une ouverture progressive du joint de dilatation qui sépare les deux parties A et B a été constaté suivant les deux directions orthogonales XX et YY. Le (Tableau 6) résume les valeurs d'ouverture du joints à partir de octobre 2020 jusqu'au janvier 2023.

Tableau 6- Ouverture du joint de dilatation dans les deux sens

Périodes	Ouverture du joint	
	Sens X-X	Sens Y-Y
Octobre 2020	12 cm	ND
2021	19 cm	ND
Janvier 2023	27 cm	7 cm

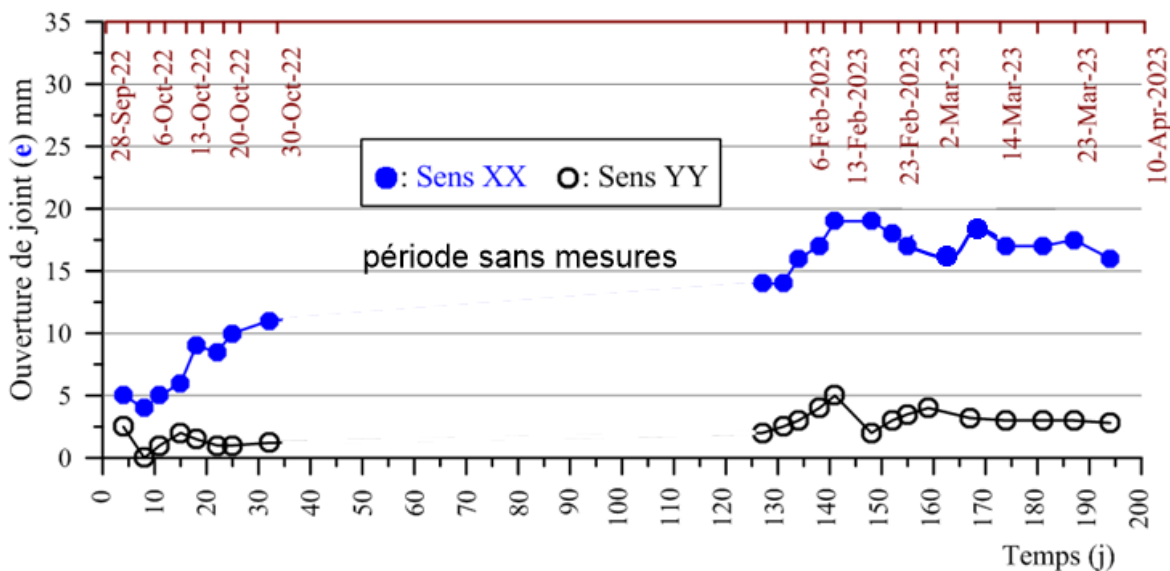


Figure 23- Ouverture du joint de dilatation en fonction des jours suivant deux directions

a) Exploitation des résultats

L'ouverture du joint de dilatation est très importante suivant le sens X-X comme le montre la (Figure 23) par utilisation des cibles topographiques C1 et C2 qui entourent le joint de dilatation. Les mesures pendant 5 mois (période de Sept-2022 à Avril 2023) varient de 5 mm à 20 mm selon le sens X-X, cependant l'ouverture du joint est très faible voire négligeable d'une valeur de 5 mm suivant Y-Y. L'ouverture totale du joint au sommet (Tableau 6) est de 27 cm suivant XX et de 7 cm suivant YY.

En exploitant ces résultats, on peut déduire que la direction de l'inclinaison du bâtiment (tassement différentiel) est dans le sens X-X.

II 3 6. Nivellement topographique du plancher

Chapitre 2 : Diagnostic, analyse des données géotechniques et monitoring

Un nivellement de planimétrie du plancher sur l'ensemble des étages des deux parties A et B du bloc B11 a été effectuée en janvier 2023 à l'aide d'un appareil d'expertise topographique afin de déterminer le **degré d'inclinaison et les déplacements verticaux suivant Z** par rapport à un point de référence (le point le plus haut). Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7- Mesures des niveaux l'affaissement pour les différents étages du bloc A

Partie A	Niveaux des planchers (m)					Affaissements des planchers (cm)			
	ZP1	ZP2	ZP3	ZP4	ZP5	ZP1-ZP2	ZP1-ZP3	ZP1-ZP4	ZP1-ZP5
Entre sol	/	/	/	/	/	/	/	/	/
RDC	278,953	278,933	278,931	278,934	278,938	2,0	2,2	1,9	1,5
Etage 1	278,933	278,943	278,928	278,932	278,925	/	0,5	0,1	0,8
Etage 2	278,935	278,934	278,929	278,915	278,915	0,1	0,6	2,0	2,0
Etage 3	278,932	278,927	278,933	278,921	278,918	0,5	/	1,1	1,4
Etage 4	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Etage 5	278,949	278,94	278,941	278,948	278,908	0,9	0,8	0,1	4,1
Moyenne (δH) =						0,87	1,02	1,05	1,96

Tableau 8- Mesures des niveaux, l'affaissement pour les différents étages du bloc B

Partie B	Niveaux des planchers (m)					Affaissements des planchers (cm)			
	ZP'1	ZP'2	ZP'3	ZP'4	ZP'5	ZP'1-ZP'2	ZP'1-ZP'3	ZP'1-ZP'4	ZP'1-ZP'5
Entre sol	278,978	278,902	278,934	278,98	278,918	7,6	4,4	0,2	6,0
RDC	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Etage 1	278,969	278,891	278,907	278,936	278,880	7,8	6,2	3,3	8,9
Etage 2	278,932	278,852	278,871	278,921	278,869	8	6,1	1,1	6,3
Etage 3	278,901	278,851	278,856	278,9	278,841	5	4,5	0,1	6
Etage 4	278,957	278,906	278,91	278,949	278,88	5,1	4,7	0,8	7,7
Etage 5	278,943	278,88	278,894	278,934	278,867	6,3	4,9	0,9	7,6
Moyenne (δH) =						6,63	5,13	1,06	7,10

II 3 6 1. Exploitation des résultats

Les tableaux 7 et 8 montrent la variation du niveau des points dans les différents endroits du plancher à savoir P1, P2, P3, P4, P5 en fonction des étages voir (Figure 20) dans les deux blocs A et B. D'après le (Tableau 7), la différence d'inclinaison (déplacement) maximale entre les points P1 et P5 est de 4,1 cm au niveau de l'étage 5. Par ailleurs, les mesures trouvées (Tableau 8) sont

beaucoup plus importantes au niveau du bloc B, ainsi que la valeur maximale constatée est de 8,9 cm entre le plancher P1 et P5 (étage 5), ce qui démontre l'ampleur des tassements différentiels.

De ce qui précède, on déduit que la partie B est la plus affectée par les tassements différentiels qui valent une valeur d'environ 9 cm (une valeur qui dépasse la limite admissible). Cette valeur ne peut être imputable aux défauts d'exécution, mais à un problème beaucoup plus complexe (problème de consolidation de sol et de tassement de fondations).

II 4. Conclusion

D'après l'analyse pathologique, nous résumons les désordres subis ci-dessous :

- ✓ **Aucun dommage apparent n'est constaté sur les éléments de structure** du bâtiment,
- ✓ Ouverture importante du joint de dilatation suivant le sens XX,
- ✓ Inclinaison différentielle du plancher variable respectivement de 4 à 9 cm entre les parties A et B,
- ✓ Basculement du voile de soutènement en contrebas du bâtiment (voir Figure 14),
- ✓ Fuites diffuses du réseau d'assainissement avec **présence de forte agressivité d'après l'analyse chimique du sol**,
- ✓ A signaler que le **premier signe pathologique (ouverture du joint) a été constaté après plus de 7 ans de l'exploitation de l'ouvrage (de 2008 jusqu'à fin 2015)**.

Par ailleurs, l'étude géotechnique de diagnostic a **révélé un sol argileux saturé**, plastique, compressible et hétérogène d'après les essais pressiométriques.

Les déplacements mesurés pendant une **période de 6 mois** attestent que la **cinématique de tassement n'est pas stabilisée**, avec un déplacement sens XX de 2 cm. Par contre, les **mesures inclinométriques n'ont pas détecté de glissement de terrain en profondeur** à proximité du bloc B11. Ce qui fait que la pathologie est typiquement due aux tassements différentiels.

Chapitre 3- Modélisations numériques de l'ouvrage

III 1. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment étudié (Figure 24) est à usage d'habitation (R+6) de 24,48 m de hauteur. Il est constitué d'un système structural en voiles porteurs (Coffrage tunnel) dans les deux sens orthogonaux en béton armé et dalles pleines de 15 cm d'épaisseur. Certains voiles comportent des ouvertures pour aménagement intérieur (trumeaux- linteaux). La hauteur d'étage est de 3,06 m.

Le bâtiment B11 est composé de deux parties A et B, scindées par un joint de dilatation de 5 cm d'épaisseur d'après les plans d'architecture.

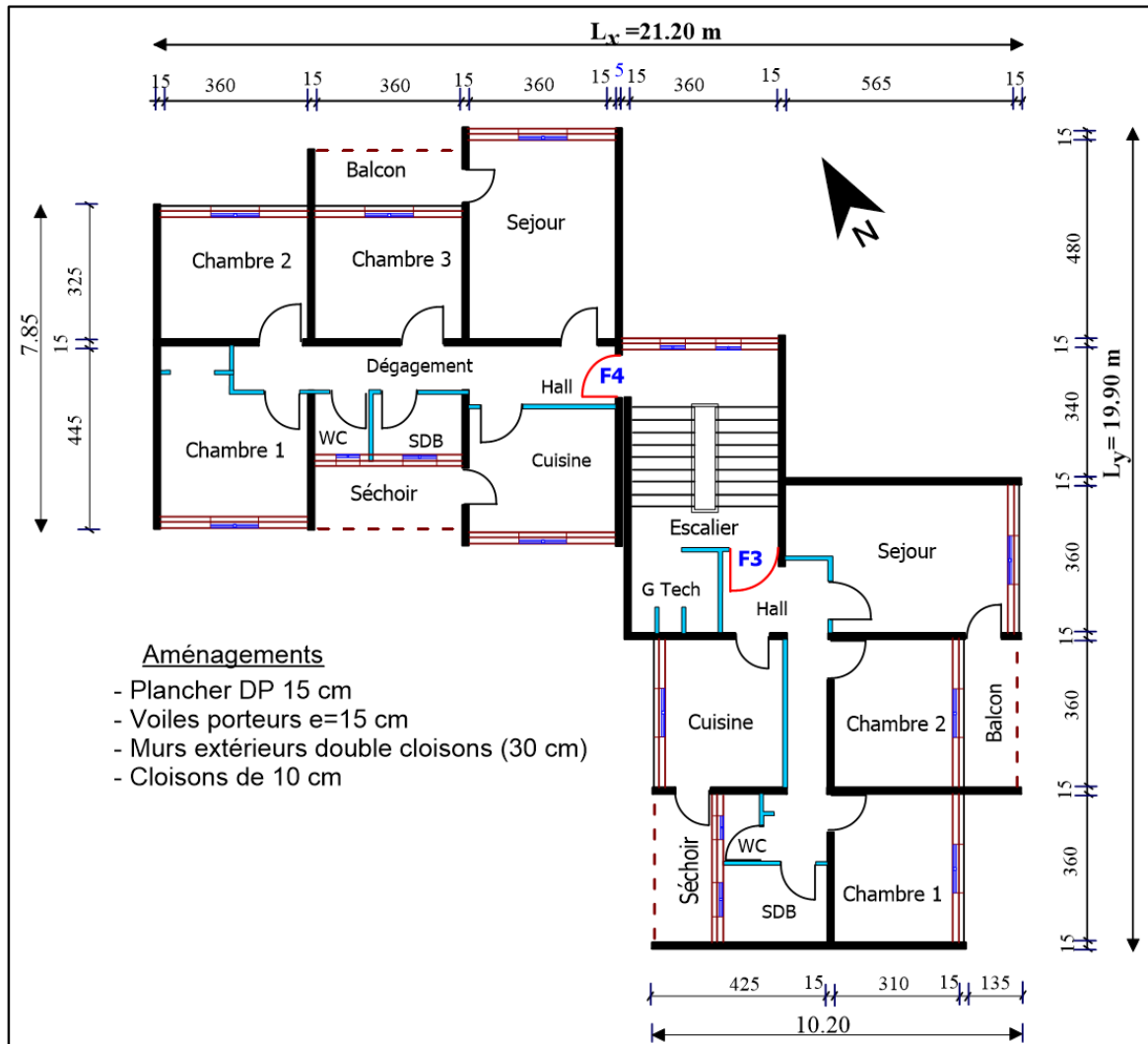


Figure 24- Vue en plan et aménagement du bâtiment

III 2. Documents et règlements de calculs

- DTR- BC- 2-48- portant Règles Parasismiques Algériennes 99/version 2003,
- DTR- BC. 2-41 portant Code Béton Armé Algérien (CBA93),
- DTR- BC- 2.2- relatif aux charges permanentes et d'exploitation,
- BAEL 91/version 99- Béton armé aux états limites.
- DTR-BC- 2.33-1 Règles de calcul des fondations superficielles

III 3. Classification géotechnique du site

Le rapport de sol initial (ANSA, 2000) relatif au programme de logements préconisait une contrainte admissible de 1,5 bars à 2 m d'ancrage pour des semelles superficielles. Les tassements escomptés varient de 4 à 5 cm ce qui était jugé admissible par le laboratoire de sol.

Conformément à la classification par le **RPA/2003**, nous avons procédé à la vérification de la catégorie du site en se basant sur les essais pressiométriques réalisés dans le cadre de la campagne de diagnostic géotechnique de 2022.

A cet effet, la classification du site se base sur les valeurs harmoniques des pressions et des modules de déformation du sol (p_i et E_M) données par l'expression suivante :

$$\text{Profil moyen de 20 m : } \bar{E}_M = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{Mi}} \right)} \quad ; \quad \bar{p}_1 = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{p_i} \right)} \quad (2.1)$$

En exploitant les quatre (4) essais pressiométriques implantés à la périphérie du bloc B11 (voir chap.- 2), nous avons obtenus les résultats du Tableau 9 . Il en résulte un site **très meuble (S4)**

Tableau 9- Classification du site à partir des résultats du pressiomètre

Pressiomètres	E_M (MPa)	p_i (MPa)	Catégorie du site
SP 04	10,41	0,7	S4 (site très meuble)
SP 05	14	1,1	S3 (site meuble)
SP 06	12,8	0,98	S4 (site très meuble)
SP 07	14	1,08	S3 (site meuble)

III 4. Hypothèses sur les matériaux

L'auscultation du béton de structure n'est pas réalisée dans le cadre de l'expertise. Néanmoins, compte tenu du groupe d'usage (GU-2) du bâtiment, nous considérons un béton armé de poids volumique de 25 KN/m³ et de résistance caractéristique C (25/30) MPa.

a) A l'état limite ultime (ELU)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{et} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad (\text{ELU}) \\ \gamma_b = 1,15 & f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad (\text{ELA}) \end{cases}$$

b) A l'état limite de service (ELS)

- La contrainte de compression dans le béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Les modules de déformation instantanée et différée sont donnés respectivement

$$\text{Inst : } E_{ij} = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Diff : } E_{ij} = \frac{1}{3}E_{ij} = 10721,4 \text{ MPa}$$

c) Coefficient de Poisson

- $\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations (ELU),
- $\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations (ELS).

III 4 1. Aciers rond à béton

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont de type F_e E 400 HA type 1 ($f_e = 400$ MPa), le module de déformation longitudinale de l'acier est pris égal à : $E = 200\,000$ MPa.

III 5. Analyse de l'état des lieux initial

En se basant sur l'exploitation des anciens plans d'architecture et de génie civil, nous avons effectué le relevé d'état des lieux, d'aménagement et la disposition des voiles porteurs ainsi que les matériaux constitutifs rentrant dans la descente de charge du bâtiment.

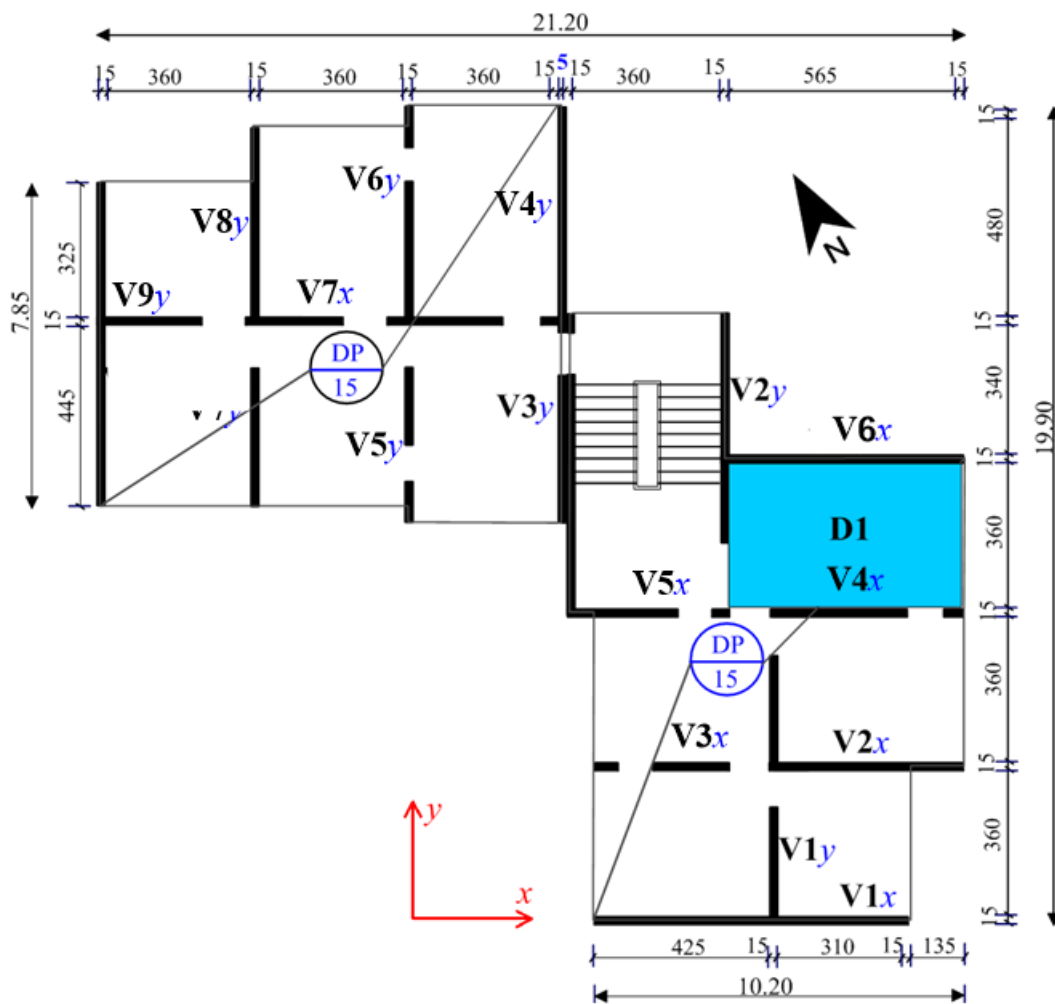


Figure 25- Plan de disposition des voiles de contreventement.

Les voiles porteurs d'épaisseur 15 cm sont répartis suivant les deux directions orthogonales (xx et yy) avec insertion d'un escalier droit comme indiqué dans la (Figure 25). On constate que l'ouvrage est irrégulier en plan.

III 6. L'évaluation des charges et surcharges

La descente de charge est effectuée en prenant en compte les dimensions indiquées sur plans et les épaisseurs réelles des revêtements réalisés sur les lieux (carrelage). Les charges permanentes et d'exploitation sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 10- Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

Désignation charges	$\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	ép(m)	G (kN /m ²)
Plancher Dalle pleine	25	0,15	3,75
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Cloisons	/	/	1
ΣG_i			6,18
Q_i			1,5

Tableau 11- Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

Désignation charges	$\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	ép(m)	G (kN /m ²)
Plancher Dalle pleine	25	0,15	3,75
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Carrelage	20	0,02	0,4
Enduit du ciment	18	0,015	0,27
ΣG_i			5,18
Q_i			3,50

Tableau 12- Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en DP

Désignation charges	$\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	ép(m)	G (kN /m ²)
Protection gravillon	20	0,05	1
Étanchéité multicouches	6,0	0,02	0,12
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Forme de pente	22	0,10	2,2
Isolation thermique	4,0	0,04	0,16
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
ΣG_i			7,5
Q_i			1

Tableau 13- Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

Désignation charges	$\gamma(\text{kN} / \text{m}^3)$	ép(m)	G (kN /m ²)
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Mortier de pose	20	0,02	0,4
lit de sable	18	0,02	0,36
Carrelage	20	0,02	0,4
Enduit du ciment	18	0,015	0,27
ΣG_i			5,18
Q_i			2,5

Tableau 14- Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

Désignation charges	$\gamma(\text{kN} / \text{m}^3)$	ép(m)	G (kN /m ²)
Dalle pleine	25	0,177	4,425
Carrelage	Horizontale	20	0,02
	Verticale	20	0,02.(H/G)=0,0113
Mortier de pose	Horizontale	20	0,02
	Verticale	20	0,02.(H/G)=0,0113
Enduit de ciment	18	0,0177	0,318
Poids des marches	22	0,085	1,87
Garde de corps	/	/	1
ΣG_i			8,873
Q_i			2,5

III 7. Modélisations numériques du bâtiment

La modélisation a été menée par le logiciel Robot-Structural Analysis v-2020 dans le but de déterminer les efforts (M, N, T), l'état de contrainte dans les voiles et les déplacements dans tous les éléments structuraux à partir d'une modélisation 3D. Il s'agit également de vérifier le respect des exigences réglementaire du RPA/2003 et la résistance des éléments structuraux.

La structure est modélisée en considérant les voiles sismiques comme éléments Shell membranaires et les planchers comme éléments de dalle. Le maillage en éléments finis a été effectué automatiquement en quadrangles et triangles de taille inférieure à 1 m.

Parmi les options du logiciel, la possibilité de prendre en compte l'interaction sol- structure par des raideurs élastiques ainsi que les effets du tassement différentiel effectuant des déplacements imposés aux appuis. A cet effet, dans notre étude deux (02) modèles ont été construits et qui sont les suivants :

- Modèle de référence (Mod-1) encasté à la base et reproduisant la structure à l'état initial,
- Modèle avec **tassements différentiels imposés** (Mod-2)
- Modèle avec raideurs élastiques suivant les tassements réels accusés,

L'objectif recherché de cette analyse est l'évaluation de l'influence des tassements du sol sur le comportement du bâtiment en termes d'efforts et de contraintes.

III 7 1. Modèle du bâtiment initial (Mod-1)

L'objectif de cette modélisation est la vérification du comportement de l'ouvrage ainsi que la résistance des éléments de structure.

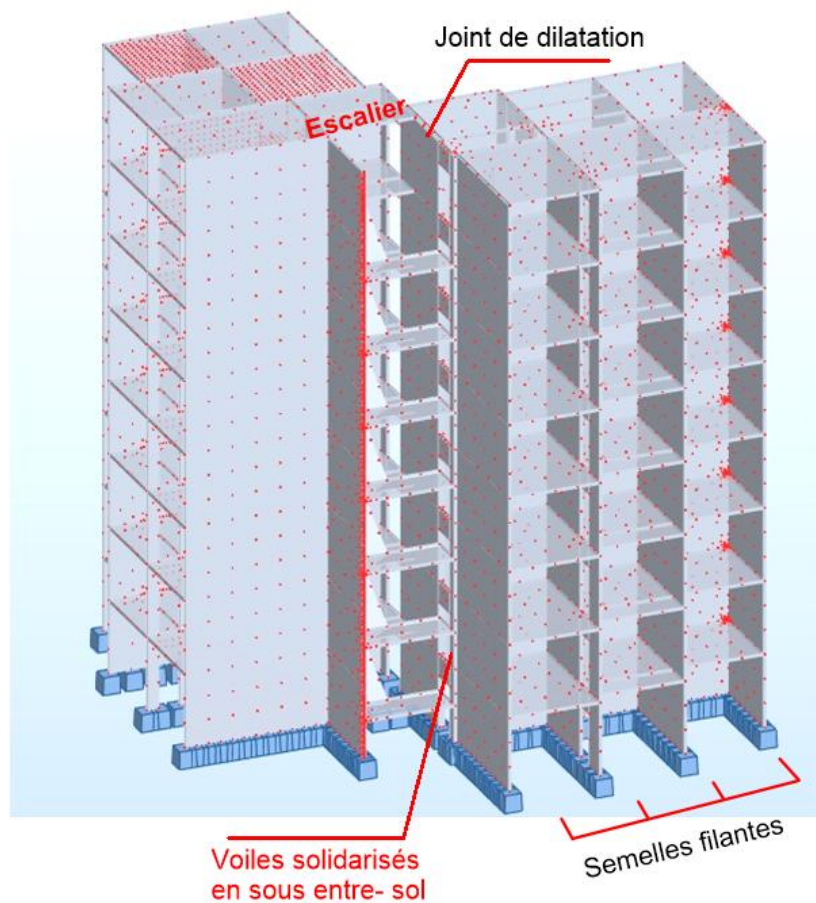


Figure 26- Vue du modèle bâtiment encastré (Mod-1)

III 7 1 1. Méthode d'analyse dynamique

En vertu du règlement RPA/2003, on dispose de deux méthodes d'analyse dynamique :

- Méthode modale spectrale,
- Méthode d'analyse par accélogrammes (limitée aux ouvrages d'importance vitale).

Le bâtiment n'est pas régulier en plan à cause des décrochements. A noter que les deux (02) parties A et B sont solidarités au droit du joint (Figure 26) dans l'entre-sol et le RDC (absence de joint de dilatation). La méthode d'analyse utilisée est la modale spectrale dont le spectre de réponse introduit dans le logiciel est celui de la (Figure 27).

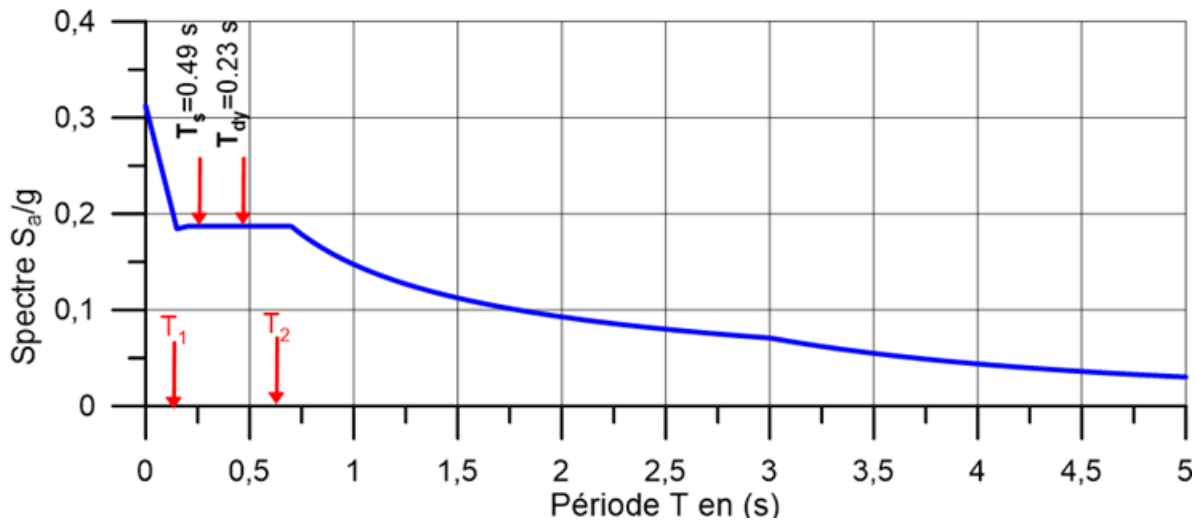


Figure 27- Spectre de réponse

III 7 1 2. Paramètres de l'analyse dynamique

$$V_{st} = \frac{A D Q}{R} W \quad (2.2)$$

V_{st} : L'effort statique à la base du bâtiment selon **RPA (art 4.2.3)**

Les paramètres de l'analyse modale spectrale sont les suivants :

- **A= 0,25** : coefficient de l'accélération de la zone $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2 (RPA99 Tableau 4.1)} \\ \text{Zone III} \end{array} \right.$
- **R= 3.5** : coefficient de comportement global (système de contreventement par voiles porteurs). (**RPA99 Tableau 4.3**).
- **W =15040,49 kN** : Poids total de la structure (extrait de la modélisation)

a) Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}} \end{array} \right. \Rightarrow T_x = \min(0,55s ; 0,479s) = \boxed{0,478 s} ; T_y = \min(0,55s ; 0,493s) = \boxed{0,493 s}$$

H= 24,48m : Hauteur total du bâtiment.

- $C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type du remplissage, (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

b) Détermination du facteur d'amplification dynamique

$$D=2,5 \eta \quad (2.3)$$

On a un site très meuble : $S4 \Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0.7 \text{ s} \\ T_1 = 0.15 \text{ s} \end{cases} \rightarrow$ selon : **RPA 99 2003 Tableau 4.7**

- $\left\{ \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,763 \right.$; avec : $(\xi = 10\%)$ selon : **RPA99/2003 (Formule 4.3)**
- $D=2,5 \eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$ selon : **RPA99/2003 (Formule 4.3)**
- On a : $\begin{cases} 0 \leq T_x = 0,478 \leq T_2 = 0,7 \text{ s} \\ 0 \leq T_y = 0,493 \leq T_2 = 0,7 \text{ s} \end{cases}$ Ce qui donne pour les deux sens $D_x = D_y = 1,9 \text{ m}$

c) Facteur de qualité P_q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (2.4)

P_q : la pénalité à retenir selon l'observation, ou la vérification du critère de qualité (q)

Tableau 15- Valeurs des pénalités P_q selon le RPA/ 2003

N°	Critère q	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifiée	0,05
2	Redondance en plan	Non Vérifiée	0,05
3	Régularité en plan	Non vérifiée	0,05
4	Régularité en élévation	Vérifiée	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Vérifiée	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Vérifiée	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

d) La force sismique statique totale à la base de la structure

$$V_{stx} = V_{sty} = 2347,39 \text{ kN}$$

III 7 1 3. Période de vibration et participation massique

Les différents modes de vibration ainsi que la période et taux de participation massique qui leur reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 16- Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Périodes (s)	Masses cumulées [%]		Masses modales [%]	
		x-x	y-y	x-x	y-y
1	0,23	5,51	16,92	5,51	16,92
2	0,23	32,21	32,32	26,7	15,4
3	0,21	69,71	37,13	37,51	4,82
4	0,19	70,00	69,06	0,29	31,93
5	0,13	71,95	69,24	1,95	0,18
6	0,1	72,01	69,24	0,07	0,01
7	0,06	80,45	69,46	8,44	0,22
8	0,06	80,58	76,06	0,13	6,6
9	0,06	86,7	77,82	6,11	1,76
10	0,05	86,78	85,06	0,09	7,23
11	0,05	87,99	87,09	1,21	2,03
12	0,04	89,95	87,14	1,96	0,05
13	0,04	90,2	87,18	0,25	0,04
14	0,03	90,22	87,25	0,03	0,07
15	0,03	90,23	87,25	0	0
16	0,03	90,32	87,28	0,1	0,03
17	0,03	90,44	87,3	0,12	0,02
18	0,03	90,5	89,37	0,06	2,07

La période obtenue à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$\text{Périodes majorées de 30\% : } \begin{cases} T_x = 0,62 \text{ s} \\ T_y = 0,64 \text{ s} \end{cases}$$

Les périodes numériques obtenues par le logiciel Robot2020 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculés après majoration de 30%.

III 7 1 4. Vérification de l'effort tranchant à la base

En se référant au RPA99/ 2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st}

Tableau 17- Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{st} (kN)	$0.8 V_{st}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	Observations
Sens XX	2347,39	1877,91	2052,17	Vérifiée
Sens YY	2347,39	1877,91	1882,9	Vérifiée

$$V_{dy} > 0.8V_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée suivant (yy) et (xx)}$$

III 7 1 5. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment renversement}} \geq 1,5 \quad \text{avec : } \begin{cases} M_{\text{stabilisateur}} = W \times b \\ M_{\text{renv}} = \sum_{i=1}^n V_i d_i \end{cases}$$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci- après :

Sens	W (kN)	b(m)	M _{sta} (kN,m)	M _{renv} (kN,m)	M _{sta} / M _{ren}
Suivant X-X	15040 ,49	10,6	159429,2	35868,55	4,44
Suivant Y-Y	15040,49	9,95	149652,8	33132,12	4,5

Le bâtiment vérifie le critère de stabilité donc il est en équilibre.

III 7 1 6. Vérification des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage selon le **RPA99 /2003 (Art 5.10)**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R \delta_{ek} \tag{2.5}$$

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le : **RPA99/2003 (Art4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient du comportement (**R = 3,5**)

Les résultats des déplacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 18-Vérifications des déplacements relatifs de chaque niveau

Etages	h _k (m)	Sens x-x				Sens y-y			
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	Δ _k /h _k	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	Δ _k /h _k
8	3,06	0,019	0,0665	0,0245	0,007	0,015	0,0525	0,0070	0,002
7	3,06	0,012	0,042	0,0070	0,002	0,013	0,0455	0,0105	0,003
6	3,06	0,01	0,035	0,0070	0,002	0,01	0,035	0,0070	0,002
5	3,06	0,008	0,028	0,0070	0,002	0,008	0,028	0,0070	0,002
4	3,06	0,006	0,021	0,0070	0,002	0,006	0,021	0,0070	0,002
3	3,06	0,004	0,014	0,0070	0,002	0,004	0,014	0,0070	0,002
2	3,06	0,002	0,007	0,0035	0,001	0,002	0,007	0,0035	0,001
1	3,06	0,001	0,0035	0,0035	0,001	0,001	0,0035	0,0035	0,001

$$\Delta_k \leq 1\% H_{\text{étage}} \Rightarrow \text{les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.}$$

III 7 1 7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets de second ordre (P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils sont justifiés à partir du paramètre (θ) si il satisfait la condition suivante :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad \text{avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{gi} + \beta W_{qi} \quad ; \quad \text{avec : } \beta = 0,2 \quad (2.6)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : est l'effort tranchant d'étage,

Δ_k : est le déplacement relatif de niveau,

h_k : est la hauteur d'étage (k) considéré.

Tableau 19- Vérification effet (P-Δ) suivant la direction (x-x) et (y-y)

Etages	h _k (m)	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (kN)	θ _k	Δ _k	V _k (kN)	θ _k
8	3,06	1830,09	0,0245	470,71	0,0311	0,0070	463,01	0,0090
7	3,06	3717,29	0,0070	898,44	0,0095	0,0105	855,88	0,0149
6	3,06	5604,49	0,0070	1230,6	0,0104	0,0070	1143,84	0,0112
5	3,06	7491,69	0,0070	1492,2	0,0115	0,0070	1367,28	0,0125
4	3,06	9378,89	0,0070	1705,1	0,0126	0,0070	1557,7	0,0138
3	3,06	11266,1	0,0070	1874,9	0,0137	0,0070	1720,63	0,0150
2	3,06	13153,3	0,0035	1997,6	0,0075	0,0035	1836,25	0,0082
1	3,06	15040,5	0,0035	2052,2	0,0084	0,0035	1882,9	0,0091

On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet (P-Δ) n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

Commentaire

- Notre structure (à l'état initial) répond à toutes les exigences réglementaires.

III 8. Influence du tassement différentiel sur la structure

Le tassement différentiel agit sur la structure et peut modifier le comportement des éléments structuraux. Il existe deux approches de prise en compte de l'impact des tassements sur l'ouvrage :

III 8 1. ISS avec raideurs du sol

En général, on prend en considération l'effet des tassements sur la structure au moyen d'une interaction sol- fondation (ISS) en utilisant des raideurs évalués selon les caractéristiques mécaniques du sol (essais pressiométriques)

Un calcul des raideurs analytiques (K_z) est effectué en utilisant l'approche pressiométrique d'après (Dhouib, A, 2016) par l'expression suivante :

$$K_v = \frac{9E_M B}{B \lambda_c \alpha + 1,2(1,67 \lambda_d B)^\alpha} \text{ avec : } \begin{cases} E_M : \text{module moyen sous la fondation} \\ B : \text{largeur semelle filante} \\ \lambda_c \text{ et } \lambda_d : \text{coefficients de forme} \\ \alpha = 2/3 \text{ (Coeff rhéologique)} \end{cases} \quad (2.7)$$

Exemple de calcul :

La raideur de la semelle (SF1) est donnée par :

$$B = 2,35 \text{ m} ; \lambda_c = 1,338 ; \lambda_d = 1,91 \text{ et } E_M = 12,84 \text{ MPa} \quad \alpha \approx 0,66$$

$$K_v = \frac{9E_M B}{B \lambda_c \alpha + 1,2(1,67 \lambda_d B)^\alpha} = \frac{9 \times 12,84 \times 2,35}{2,35 \times 1,338 \times 0,66 + (1,67 \times 1,91 \times 2,35)^{0,66}} = 41,08 \text{ MN/m}$$

Par ailleurs, la prise en compte des effets directs des tassements différentiels sur la structure du bâtiment nécessite le calcul des raideurs du sol à partir des tassements enregistrés (par analogie sol /ressort) en utilisant la formule suivante :

$$K_v = \frac{q_{\text{ref}}}{s_{\text{mes}}} B ; \text{ avec : } \begin{cases} q_{\text{ref}} : \text{contrainte reference (ELS)} \\ s_{\text{mes}} : \text{est le tassement réellement mesuré} \end{cases} \quad (2.8)$$

Les valeurs des raideurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau 20- Valeurs des raideurs de sol pour calcul numérique

N°SF	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8	SF9
B (m)	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,54	2,35	2,35	2,35
L (m)	8,85	10,2	10,9	7,15	6,35	11,35	11,35	10,35	9,15
E_M (MPa)	12,84	7,23	7,23	7,23	12,97	11,36	11,36	11,36	11,36
λ_c	1,338	1,367	1,382	1,302	1,285	1,373	1,39	1,37	1,34
λ_d	1,91	2,02	2,075	1,78	1,72	2,04	2,1	2,03	1,94
K_{pres} (MN/m)	41,08	22,4	22,05	24,08	44,06	35,63	34,4	35,09	36,08
q_{ref} (ELS) (kPa)	117,4	134	118,6	119,1	139,2	151,8	125,2	130,7	108,4
δH_{mesuré} (cm)	5,9	7,1	3,3	1,96	1,96	1,04	0,9	0,8	0,65
k_{mesuré} (MN/m)	4,67	4,43	8,44	14,28	16,69	37,07	32,69	38,39	39,19

III 8 2. Modèle par tassements imposés (Mod 2)

On s'intéresse donc dans cette partie (Figure 28) à l'évaluation des effets des tassements différentiels en faisant des dénivellations d'appuis (des tassements imposées)

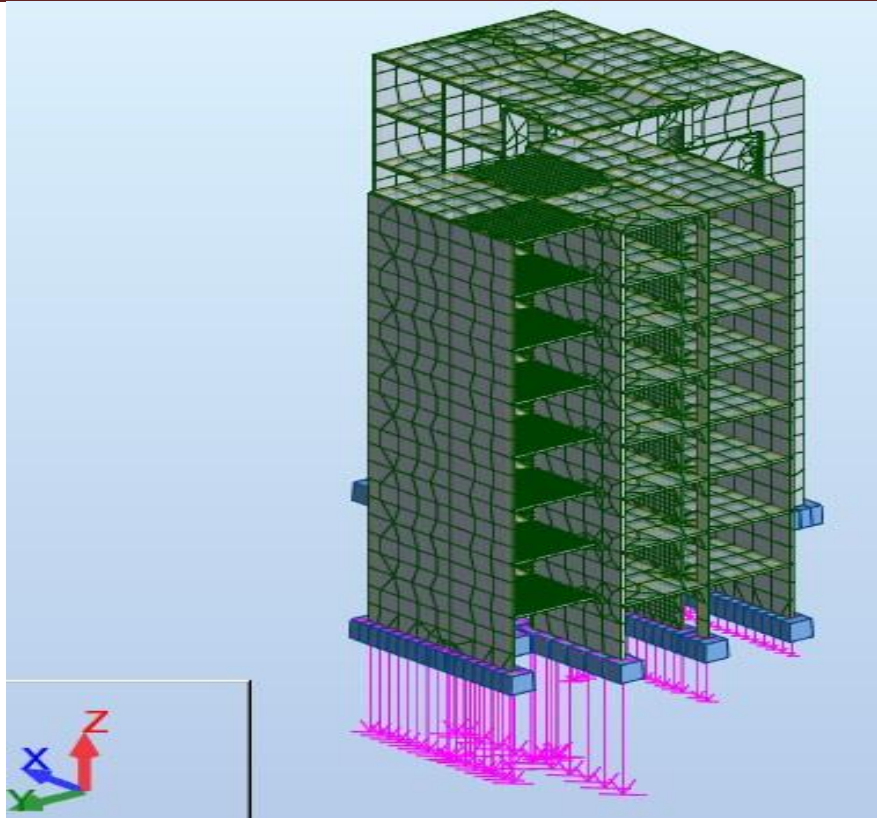


Figure 28 - Vue du modèle Robot avec tassements imposés (Mod-2)

Ensuite, on donne un exemple sur les voiles et les dalles à titre de comparaison entre les efforts internes suivant l'état initial (Mod-1) et ceux du modèle avec tassements imposés (Mod-2).

Les tassements imposés aux appuis des semelles filantes sont ceux réellement mesurés voir valeurs (tableau 20).

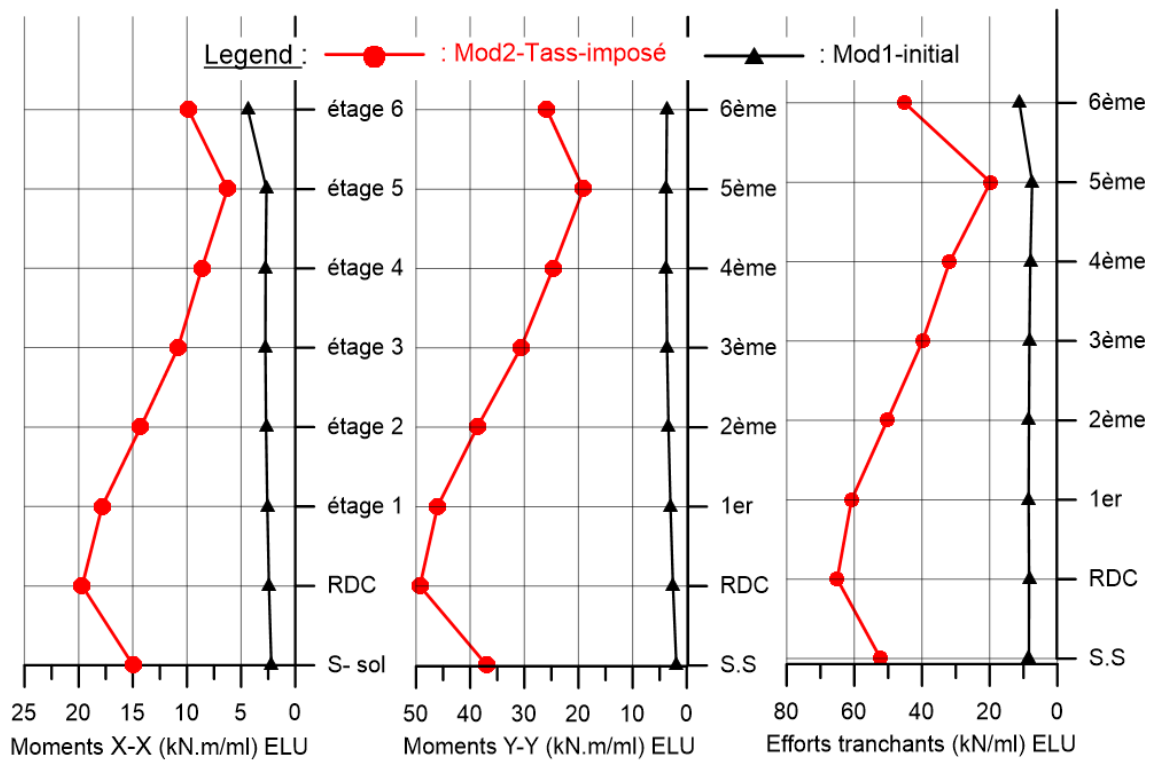


Figure 29- Distribution des efforts (M, T) dans le voile V5x

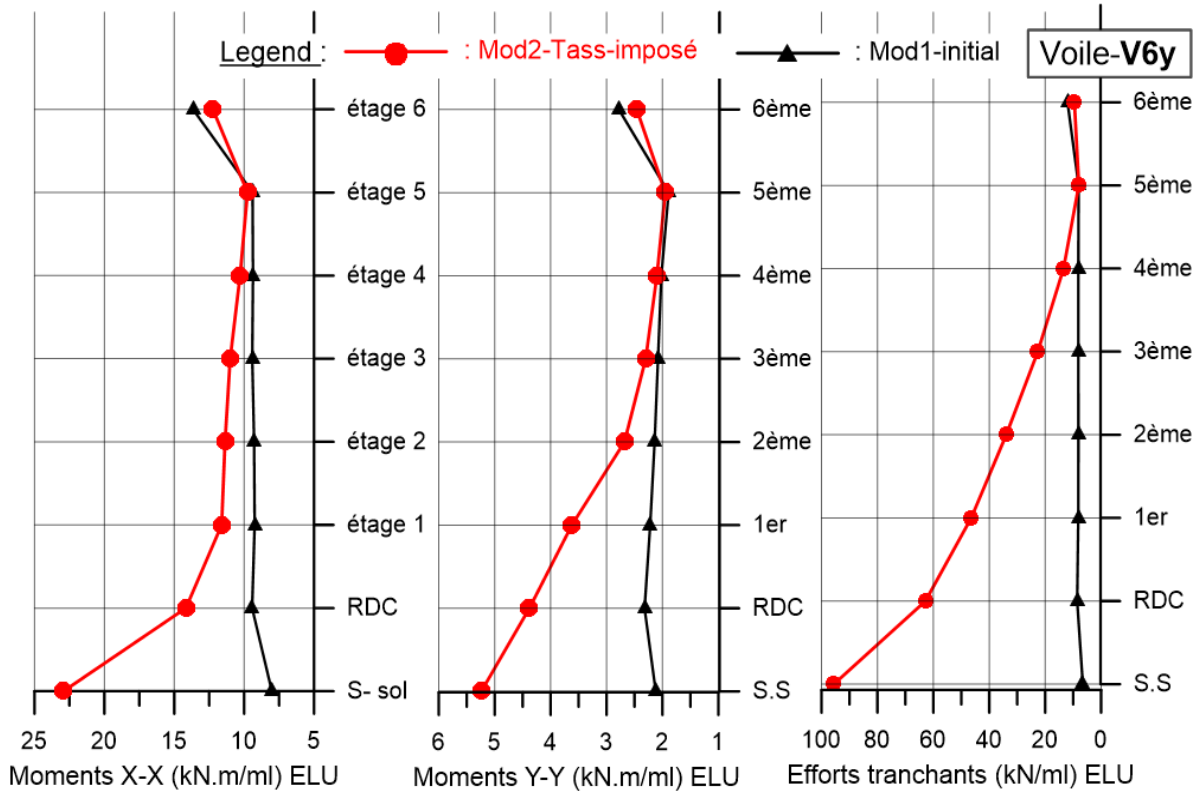


Figure 30- Distribution des efforts (M, T) dans le voile V6y

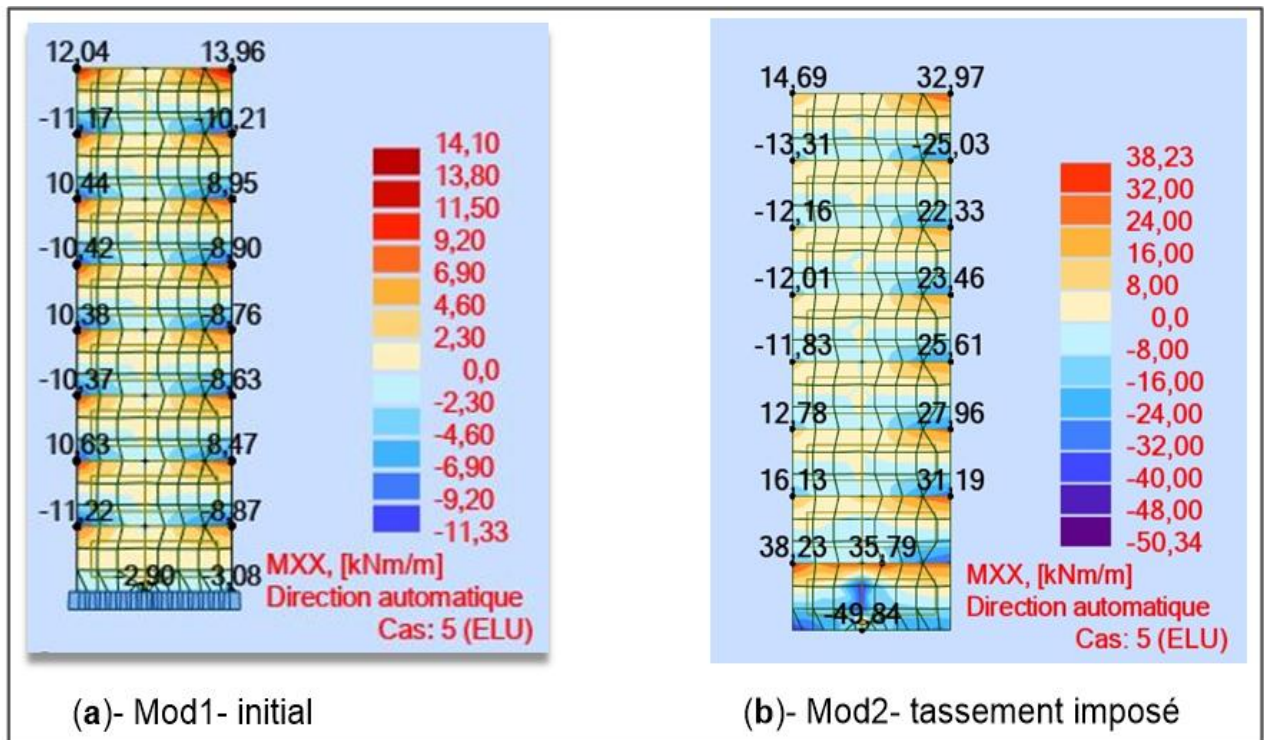


Figure 31- Cartographie des moments M_{xx} dans le voile V1x

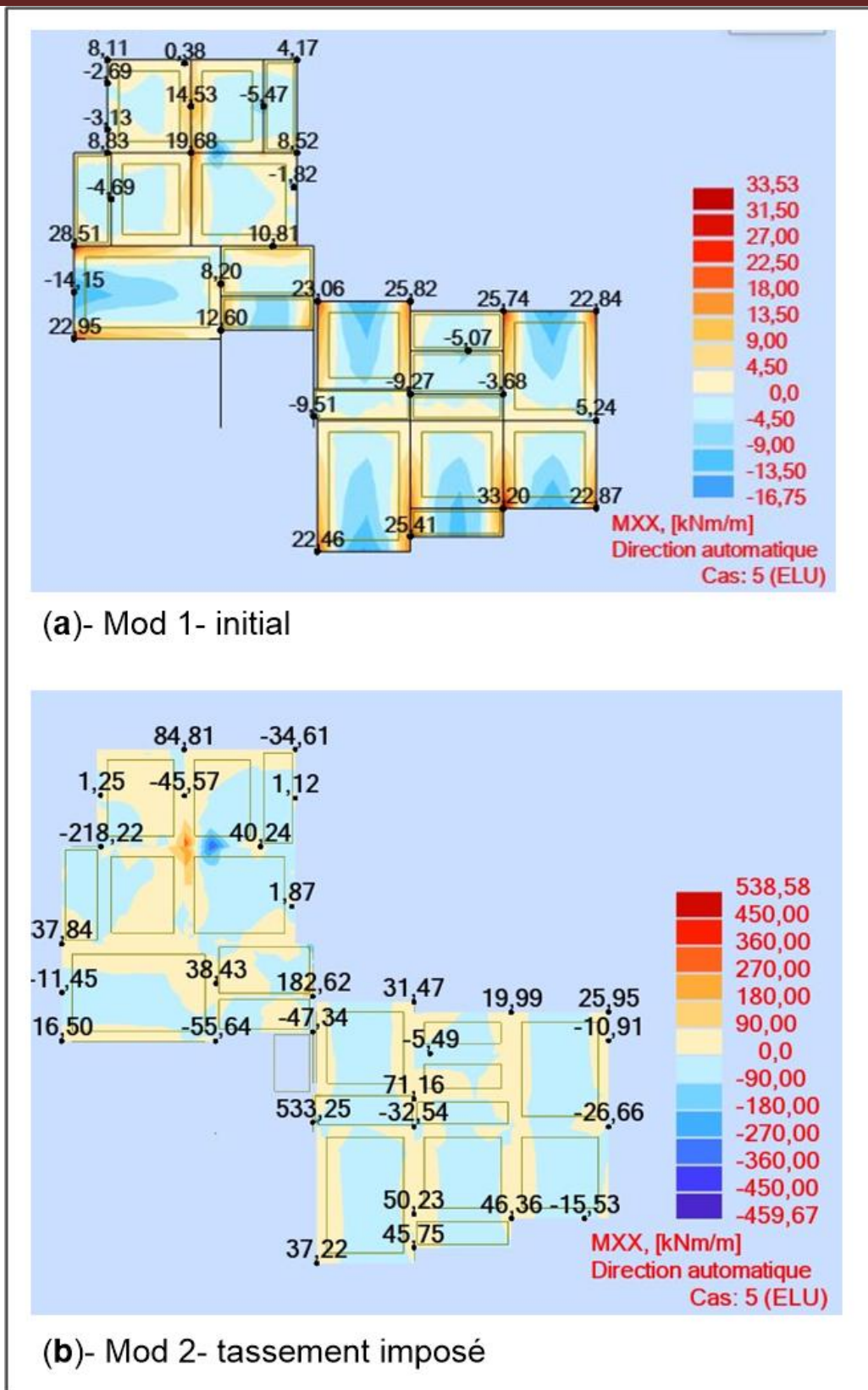


Figure 32- Cartographie des moments M_{xx} dans la dalle niveau (+3.06)

III 8 2 1. Discussions des résultats

D'après l'exploitation des résultats des calculs numériques des deux modèles (**Mod-1** et **Mod-2**), des courbes de comparaison sont établies. On déduit ce qui suit :

- L'amplification des effets des tassements différentiels est important dans les 3 premiers niveaux (s-sol, RDC et 1^{er} étage). En revanche, une certaine convergence est remarquée dans les niveaux supérieurs,
- Les efforts (M, V) dans les voiles sont multipliés respectivement de 5 à 10 fois entre le modèle initial (sans tassements) et celui avec tassements imposés (Mod-2). Les courbes (Figures 29 et 30) traduisent cette différence.

Par ailleurs, la cartographie des moments et des contraintes sur les voiles et les dalles illustre l'ampleur des tassements différentiels et leur impact sur la résistance de la structure (voir figures 31 et 32)

En outre, de l'exploitation des deux modèles (Mod-1 et Mod-2) dans le volet contraintes et efforts internes, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les moments de flexion dans les voiles ont augmenté dans un rapport variable de **2,7 à 4,45 fois par l'effet des tassements différentiels**.
- Les moments fléchissants et les contraintes à l'ELS et l'ELU dans les dalles sont à la limite de l'admissible et le ferrailage mis en place initialement (T12 e=15 cm) est insuffisant pour un plancher dalle de 15 cm.
- Dans les planchers dalle, la distribution des moments et des contraintes de cisaillement est la même dans l'ensemble des niveaux. Par conséquent les dalles sont affectées sur toute la hauteur du bâtiment.
- Malgré que les dommages structurels ne sont pas apparents visuellement dans les dalles, mais une expertise approfondie est nécessaire après la reprise en sous œuvre des fondations.

III 9. Conclusion

D'après l'ensemble des calculs effectués, nous concluons que les conditions de résistance et de stabilité du bâtiment sont respectées dans la condition d'un sol stable (sans tassements).

Cependant, la modélisation numérique a montré l'influence néfaste des tassements différentiels en termes d'augmentation importantes des efforts internes.

Chapitre 4 : Expertise des éléments structuraux et fondations

IV 1. Introduction

Le présent chapitre est dédié à la vérification de la résistance des éléments structuraux et les conditions de service (déformations et tassements). Nous avons exploités les résultats des calculs numériques en vue de vérifier le ferrailage du plancher dalle, voiles et fondations.

Compte tenu des tassements mesurés qui sont l'origine de la fermeture du bâtiment, nous avons utilisé toutes les méthodes analytiques de prévision de tassement ainsi qu'un calcul par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D.

IV 2. Vérification des éléments (à l'état initial)

On s'intéresse au calcul des sections de ferrailage en tenant compte des efforts extraits de la modélisation (chapitre 3) en considérant le modèle du bâtiment sans tenir compte des effets des tassements différentiels (modèle **Mod-1**).

IV 2 1. Vérification plancher dalle pleine

D'après la (Figure 25), les dalles pleines d'épaisseur 15 cm sont continues, bi-encastées sur trois (3) cotés avec des travées similaires. Nous présentons dans ce qui suit les calculs de vérification de ferrailage de la dalle (D1) suivant la vue en plan (Figure 33).

1) Calcul des sollicitations

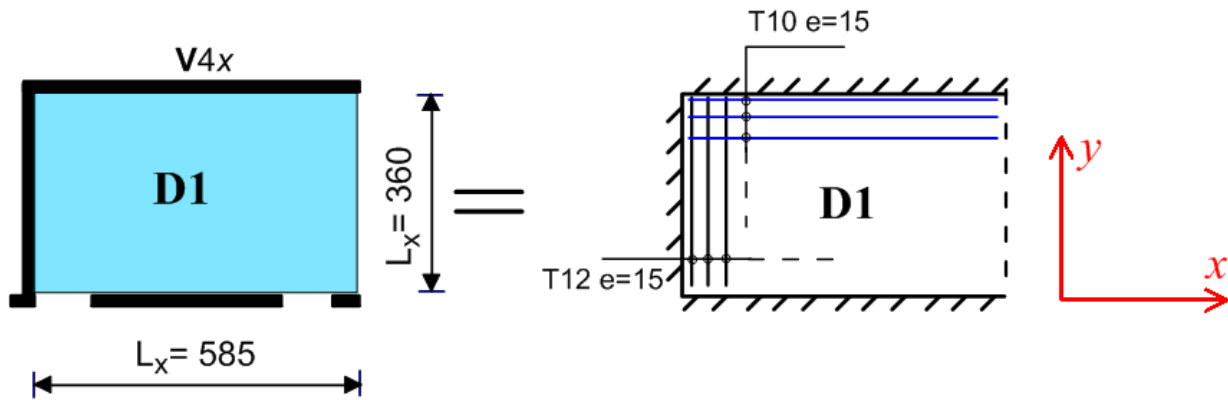


Figure 33- Vue en plan de la dalle pleine (D1)

$L_x = 5,85 \text{ m} ; L_y = 3,60 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{L_y}{L_x} = 0,61 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Les moments fléchissants et leurs corrections intégrer les conditions d'appuis (semi-encastrement) sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases} ; \text{ avec : } \rightarrow \begin{cases} M_t^{x,y} = 0,75 \times M_0^{x,y} \text{ à } 0,85 \times M_0^{x,y} \\ M_a^{x,y} = -0,3 \times M_0^{x,y} \text{ à } -0,5 \times M_0^{x,y} \end{cases} \quad (4.1)$$

- **Les Combinaisons de charges** (voir descente de charge- chapitre 3)

$$G = 5,18 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,6 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS} : q_s = G + Q = 7,68 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- Les **moments isostatiques** à ELU sont les suivants :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_y^3}{24} = \frac{10,6 \times 3,6^3}{24} = 20,6 \text{ kN.m} \\ M_0^y = \frac{q_u l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} = \frac{10,6 \times 3,6^2}{8} \left(5,85 - \frac{3,6}{2} \right) + \frac{10,6 \times 3,6^3}{48} = 79,85 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Après correction (distribution) des moments, on obtient les valeurs en travées et aux appuis :

En travées :	Aux appuis :
$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 17,51 \text{ kN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 67,87 \text{ kN.m} \end{cases}$	$\begin{cases} M_a^x = -0,4M_0^x = -8,24 \text{ kN.m} \\ M_a^y = -0,4M_0^y = -31,94 \text{ kN.m} \end{cases}$

Tableau 21- Moments en travées et aux appuis à ELS et ELU

			En travée		En appui	
	M_0^x (kN.m)	M_0^y (kN.m)	M_t^x (kN.m)	M_t^y (kN.m)	M_a^x (kN.m)	M_a^y (kN.m)
ELU	20,6	79,85	17,51	67,87	-8,24	-31,94
ELS	14,93	57,85	12,69	49,17	-5,97	-23,14

2) Vérification de ferrailage

Le ferrailage de la dalle (**Figure 34**) se fait à la flexion simple et se calcule comme une poutre rectangulaire de longueur l_x . Les sections d'armatures A sont déterminées ci-dessous.

a) En travée (sens XX)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17,51 \times 10^{-3}}{3,6 \times 0,125^2 \times 14,2} = 0,0219 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} ; f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0219} \right) = 0,027 ; z = 0,125 (1 - 0,4\alpha) = 0,1236 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{17,51 \times 10^{-3}}{0,123 \times 348} = 4,1 \text{ cm}^2 \\ A_x^{\min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,61}{2} \right) \times 360 \times 15 = 5,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{Section réalisée :} \\ A_x^r = 7\text{HA}10/\text{ml} (5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}) \end{cases}$$

b) En travée (sens YY)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{67,87 \times 10^{-3}}{5,85 \times 0,125^2 \times 14,2} = 0,0522 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052} \right) = 0,0667 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,121 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = \frac{67,87 \times 10^{-3}}{0,121 \times 348} = 16,1 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,61}{2} \right) \times 585 \times 15 = 8,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Section réalisée :} \\ A_x^r = 7\text{HA}12(7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}) \end{array} \right.$$

c) En appuis (sens XX et YY)

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0246} \right) = 0,0311 \quad ; \quad z = 0,125(1 - 0,4\alpha) = 0,123 \text{ m}$$

$$A_a^y = \frac{M_a^y}{z \times f_{st}} = \frac{31,94 \times 10^{-3}}{0,123 \times 348} = 7,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section réalisée: } A_a^{yr} = 7\text{HA}10/\text{ ml}(5,5 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

3) Vérification des contraintes dans la dalle

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

Ce qui se traduit par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \\ \frac{b}{2} y^2 + 15A_y - 15A'_y d = 0 \Rightarrow y = 3,78 \text{ pour : } A_r = 7,91 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ et } A_r' = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A \times (d - y)^2 \end{array} \right. \quad (4.2)$$

Tableau 22-Vérification des contraintes du béton dans le plancher dalle

Sens	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X-X	12,69	3,59	8198,81	1,57	15	Vérifiée
Y-Y	49,17	4,14	10890	3,19	15	Vérifiée

Les calculs (tableau 22) dénotent que les contraintes dans le béton sont **vérifiées**.

La vérification est basée sur le panneau le plus défavorable, il en résulte que les sections de ferrailage et les contraintes dans le **béton du plancher dalle sont conformes** (Figure 34).

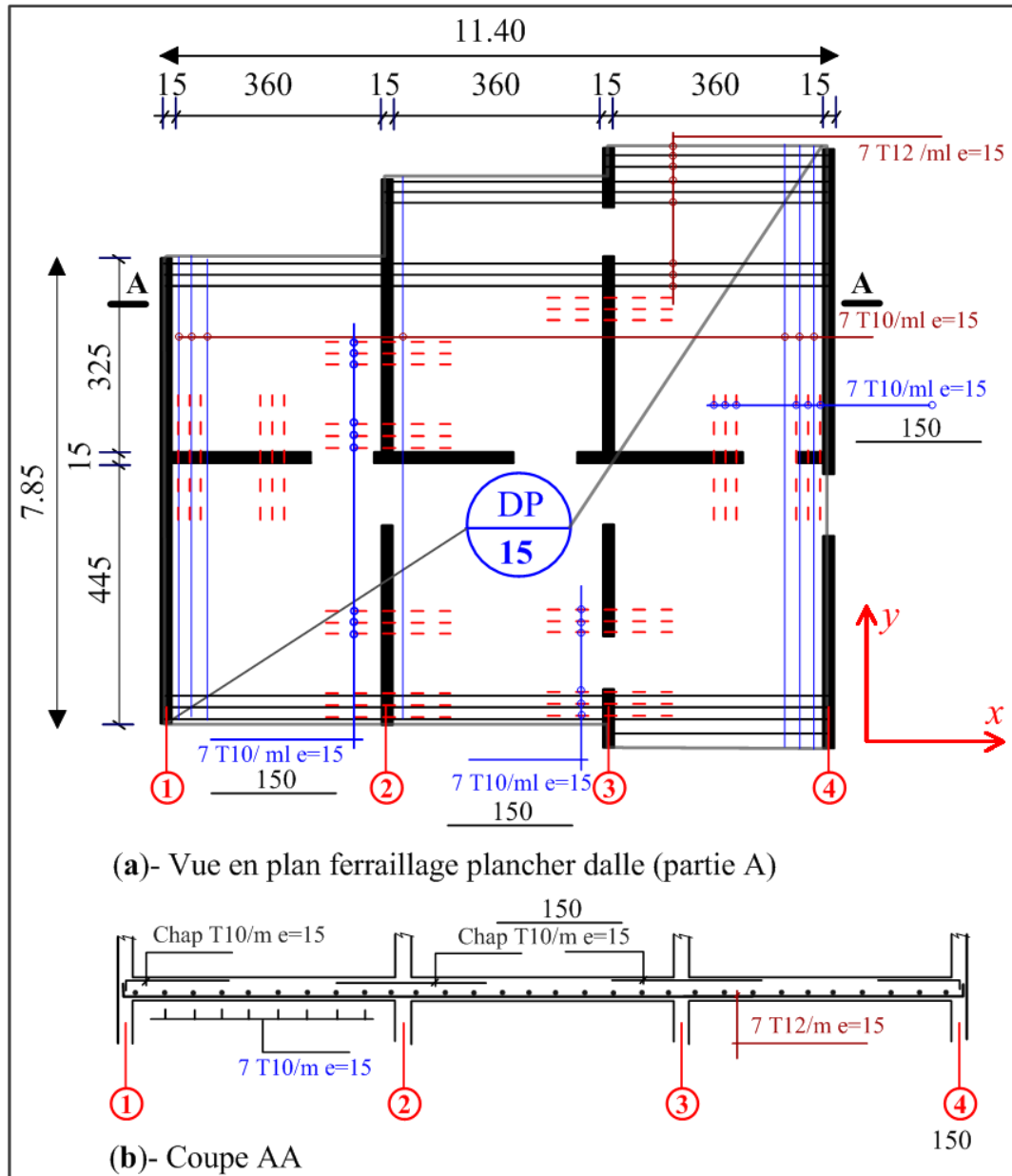


Figure 34- Ferrailage plancher dalle

IV 2 2. Vérification de l'escalier

Le ferrailage de l'escalier qui a été réalisé sur site est suffisant.

La [figure 35](#) montre le coffrage et le ferrailage qui a été réalisé sur site.

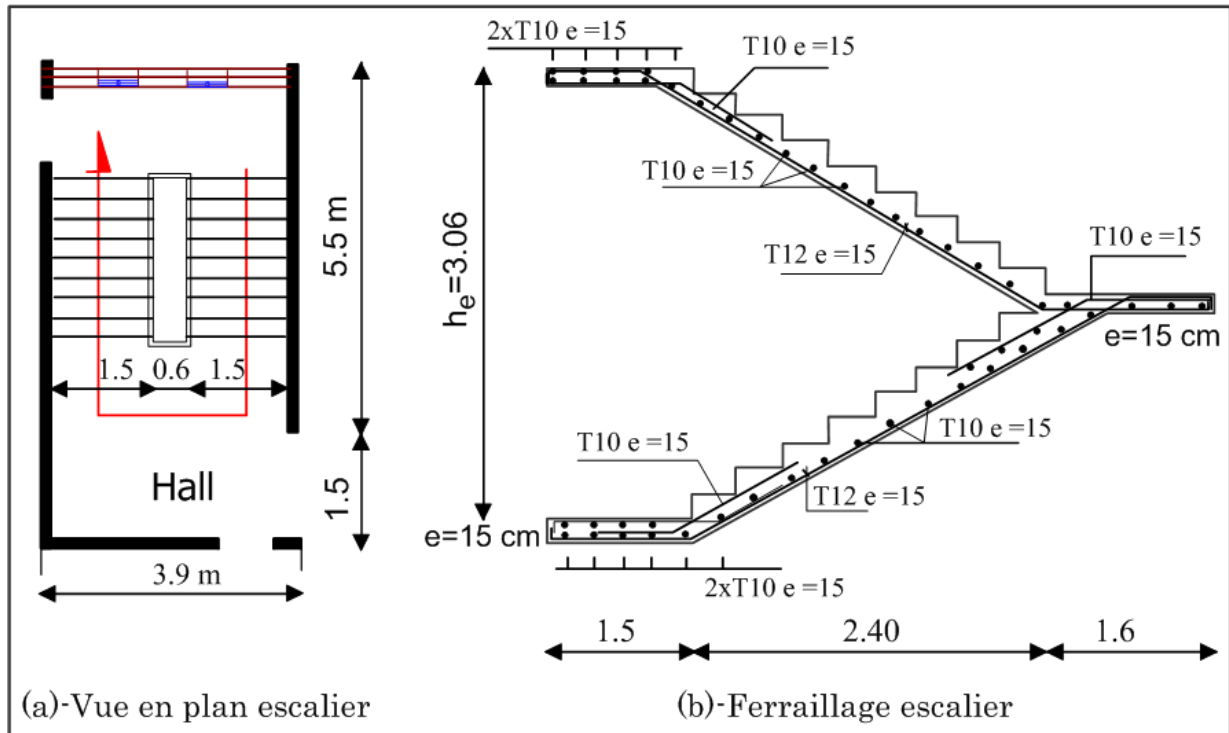


Figure 35- Coffrage et ferrailage de l'escalier

IV 2 3. Expertise des voiles

Les voiles représentent les éléments porteurs de notre bâtiment, d'après le plan de la (Figure 25), on a des voiles de longueur importante dans les deux directions (x-x) et (y-y).

Le rapport d'expertise établi ne révèle aucune fissure ni dégradations des voiles. La présente vérification s'intéresse au ferrailage.

IV 2 3 1. Exemple de calcul ferrailage

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du modèle Robot. Les résultats des sollicitations dans le voile (V1x) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 23- Efforts sollicitant le voile V1x

Entre sol						
$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		V (kN)
N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	
-2325,59	874,41	-1250,4	4477,8	-766,06	4287,05	239

Voile V1x : $L = 7,65 \text{ m}$; $d = 7,625 \text{ m}$; $ep = 15 \text{ cm}$

- 1^{er} Cas : $N = -2325,59 \text{ kN}$; $M = 874,41 \text{ kN.m}$ (ELU)

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times L$).

$$e_g = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,375 \text{ m} < \frac{L}{2} = 3,825 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

La section est partiellement comprimée (SPC). La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 874,41 + 2325,58 \times \left(7,625 - \frac{7,65}{2} \right) = 9711,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9711,614 \times 10^{-3}}{0,15 \times 7,625^2 \times 18,48} = 0,06 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \quad ; \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,077 \quad ; \quad z = d (1 - 0,4\alpha) = 7,625 (1 - 0,4 \times 0,077) = 7,39 \text{ m}$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{9711,641 \times 10^{-3}}{7,39 \times 348} - \frac{2325,58 \times 10^{-3}}{348} = -0,0029 < 0$$

- **2^{ème} Cas :** $N = -1250,41 \text{ kN} \quad ; \quad M = 4477,77 \text{ kN.M}$

$$\begin{cases} \sigma^+ = \frac{1250,41 \times 10^{-3}}{7,65 \times 0,15} + \frac{4476,77 \times 10^{-3}}{5,59} \times \frac{7,65}{2} = 4,14 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma^- = \frac{1250,41 \times 10^{-3}}{7,65 \times 0,15} - \frac{4476,77 \times 10^{-3}}{5,59} \times \frac{7,65}{2} = -1,97 \text{ MPa} < 0 \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

$$M_{ua} = 9228,32 \text{ kN.m} \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,0572 < 0,186 \quad ; \quad \alpha = 0,0736 \quad ; \quad z = 7,4 \text{ m}$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{9228 \times 10^{-3}}{7,4 \times 400} - \frac{1250,41 \times 10^{-3}}{400} = -0,084 \text{ cm}^2 < 0$$

- **3^{ème} Cas :** $N = -766,06 \text{ kN} \quad ; \quad M = 4287,06 \text{ kN.M}$

$$\begin{cases} \sigma^+ = 3,59 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma^- = -2,26 \text{ MPa} < 0 \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

$$M_{ua} = 4287,05 + 766,06 \times \left(7,625 - \frac{7,65}{2} \right) = 7198 \text{ kN.m} \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,0446 < 0,37 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0,057 \quad ; \quad z = 7,45 \text{ m} \quad ; \quad A = 24,31 \times 10^{-4} - \left(\frac{766,06 \times 10^{-3}}{400} \right) = \boxed{4,93 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon le RPA99 /2003 : On a $A_{\min}^{\text{voile}} = 0,15\% b \times h = 17,21 \text{ cm}^2$

- **Armatures minimales dans la zone tendue :**

$$A_{\min}^{ZT} = 0,2\% . e . l_t \quad ; \quad \text{avec : } l_t = \frac{|\sigma^-|}{|\sigma^+| + |\sigma^-|} \times L = \frac{2,26}{2,26 + 3,59} \times 7,65 = 3,56 \text{ m} \Rightarrow \boxed{A_{\min}^{ZT} = 4,83 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{\min}^{ZC} = 0,1\% \cdot e \cdot l_c \quad , \quad l_c = L - 2l_t = 0,53 \text{ m} \quad ; \quad \text{il en résulte alors : } \boxed{A_{\min}^{ZC} = 0,795 \text{ cm}^2}$$

▪ **Armatures horizontales (Cisaillement) :**

La section des armatures horizontales est calculée comme suit :

$$A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0,8 \cdot f_c} \quad ; \quad \text{avec : } V^{\max} = 239 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V^{\max}}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 239 \times 10^{-3}}{0,15 \times 7,625} = 0,292 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement dans le voile

Espacement des barres horizontales pour ($s_t = 20 \text{ cm}$) :

$$A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0,8 \cdot f_c} = \frac{0,292 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = \boxed{0,273 \text{ cm}^2/ml}$$

Conclusion

Les calculs montrent que le voile (V1x) vérifie toutes les conditions de résistance. A noter que l'ensemble des voiles porteurs sont ferrailés similairement à la [figure 36](#) sur toutes leurs hauteurs.

Le ferrailage réalisé sur site est suffisant pour tous les voiles du bâtiment. Par ailleurs, la solidarisation des deux voiles exclusivement du sous sol jusqu'au 1^{er} étage a provoqué une fissuration longitudinale remarquable d'après la visite du site.

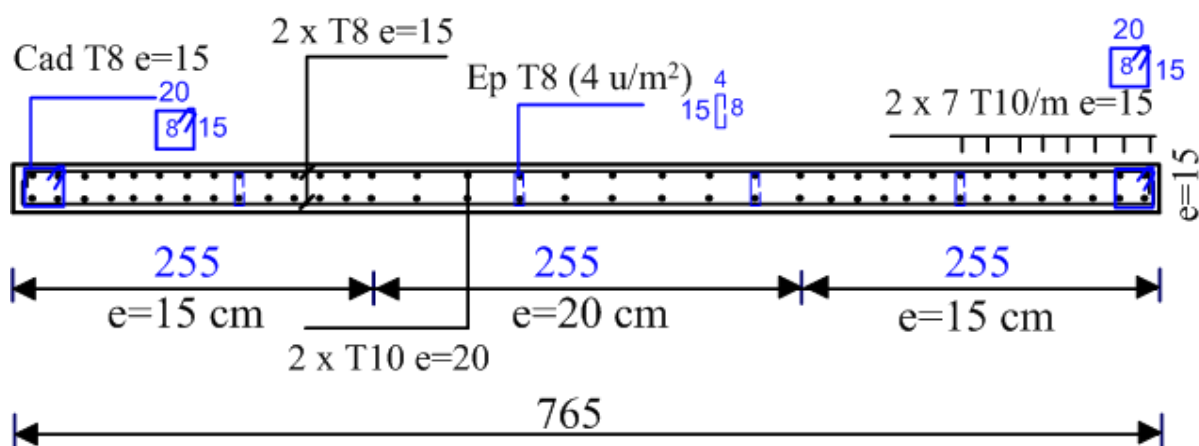


Figure 36- Coupe horizontale du ferrailage du voile V1x réalisé sur site (année 2000)

IV 2 4. Ferrailage du linteau

Le linteau du voile V3y se comporte comme une poutre bi-encastée. Il est calculé sous l'effet de l'effort tranchant sismique V et un moment de flexion M.

$$V^{\max} = 110,5 \text{ kN} \quad ; \quad L = 1,1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,9 \text{ m} \quad ; \quad d' = 2,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{e.d} = \frac{1,4 \times 110,5 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,875} = 1,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \rightarrow$ Le linteau est donc ferrillé avec des armatures longitudinales (M), transversales (V), de peau (A_p)

$$\text{Aciers longitudinaux : } A_1 = \frac{\bar{M}}{z \times f_e} ; \text{ tel que : } \begin{cases} \bar{M} = 1,4V_u \times \frac{l}{2} = 0,085 \text{ MN.m} \\ z = h - 2d' = 0,85 \text{ m} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{\min} = 0,15\% b h = 2,025 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_1 = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Aciers transversaux

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,1}{0,9} = 1,22 > 1 \Rightarrow \text{linteau long}$$

Les armatures transversales A_t et leur espacement (t) sont calculés comme suit:

On choisit des cadres $\phi 8 \rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{\bar{V}} = \frac{1,01 \times 10^{-4} \times 400 \times 0,85}{154,7 \times 10^{-3}} = 0,22 \text{ m} \Rightarrow \boxed{t = 20 \text{ cm}}$$

Vérification RPA : $\tau = 1,78 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$
 Donc : $A_t^{\min} = 0,15\% e \times t = 0,75 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{choisie}} = 1,01 \text{ cm}^2$

Armatures de peau :

$A_c = 0,2\% b \times h = 2,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Donc, le ferrillage mis en œuvre est conforme, soit **2 x HA8** e= 15 cm, ce qui donne $7,07 \text{ cm}^2$ voir (Figure 37).

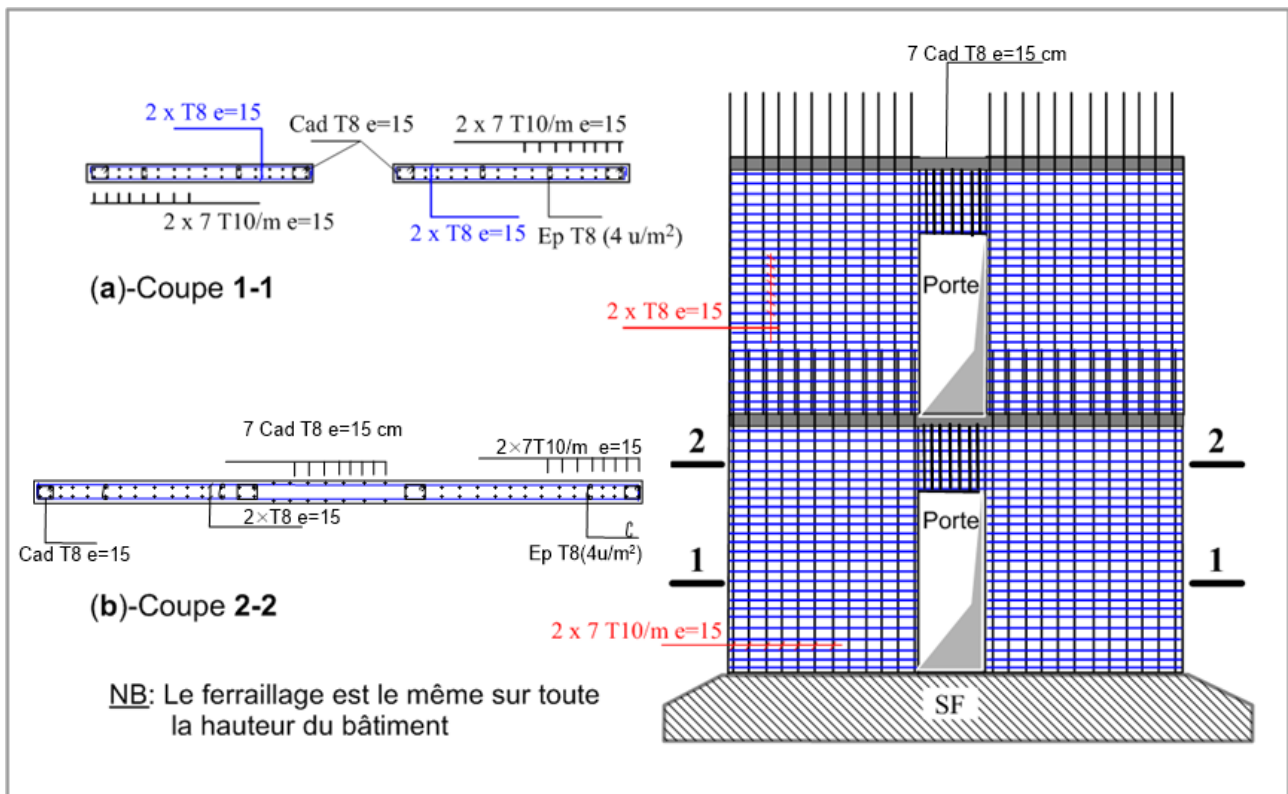


Figure 37- Ferrailage des voiles porteurs (V1y) réalisé sur site

IV 3. Vérification des fondations

Dans cette partie, nous avons effectué les calculs de tassements en utilisant les différentes méthodes basées sur les caractéristiques oedométriques et les essais pressiométriques. En outre, les résultats des sollicitations (descente de charge) extraits du modèle de Robot sous différentes combinaisons ont été utilisés pour la détermination des contraintes transmises au sol (q_{ref}) par les différentes semelles filantes en tenant compte du poids propre de la fondation et du remblai la surmontant.

IV 3 1. Descente de charges au sol

On s'intéresse dans ce qui suit à la vérification de semelles existantes en termes de capacité portante et de tassement. Les dimensions (B, L) des semelles sont indiquées dans la vue en plan coffrage (Figure 39).

La (Figure 38) indique un schéma de distribution des contraintes au sol dans le cas d'une semelle filante, tel que :

$$N_t = N_{cal} + N_{pp} \text{ Avec } \begin{cases} N_{cal} : \text{Effort extrait de la modélisation} \\ N_{pp} : \text{Poids propre de la fondation et remblai} \end{cases}$$

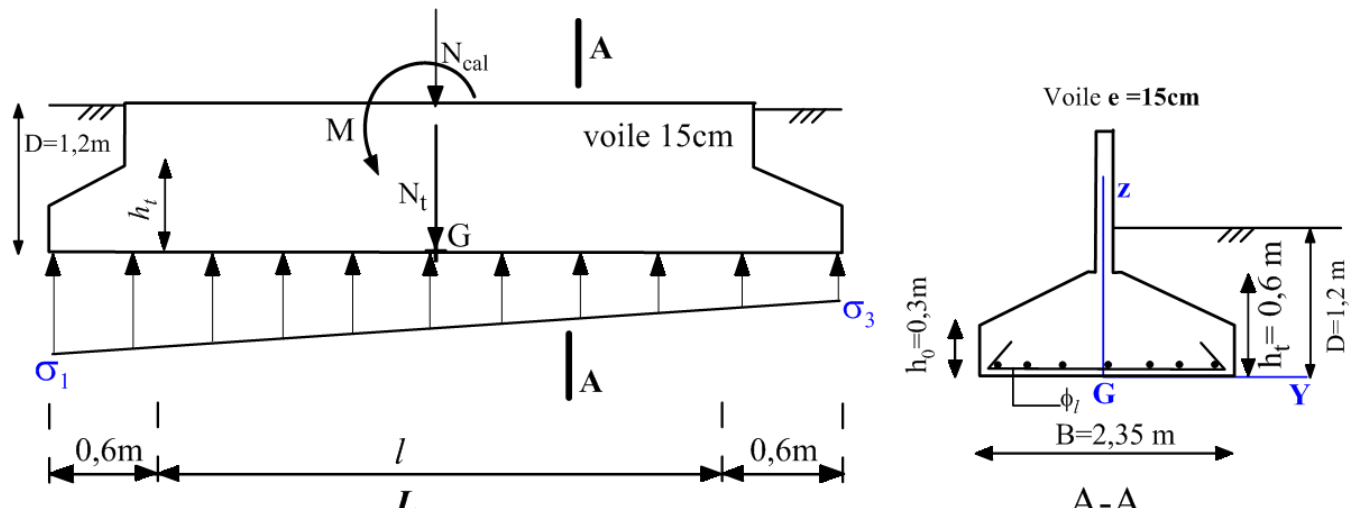


Figure 38- Vue schématique d'une semelle filante

Les contraintes transmises au sol sont calculés avec les deux méthodes de **Navier** et **Meyerhof** selon les expressions suivantes :

$$\text{Navier : } q_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = \frac{N_t L + 3N_t e}{BL^2} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Meyerhof : } q_{\text{ref}} = \frac{N_t}{B(L-2e)} \leq \bar{\sigma}_s$$

Le poids propre de la fondation et du remblai est évalué sur la base des poids volumiques du béton armé et du sol argileux qui sont respectivement de **25** et **19,7** KN/m³. L'ancrage (D) pris en compte est celui réalisé sur chantier à savoir 1,2 m (voir coupe AA de la [Figure 38](#)).

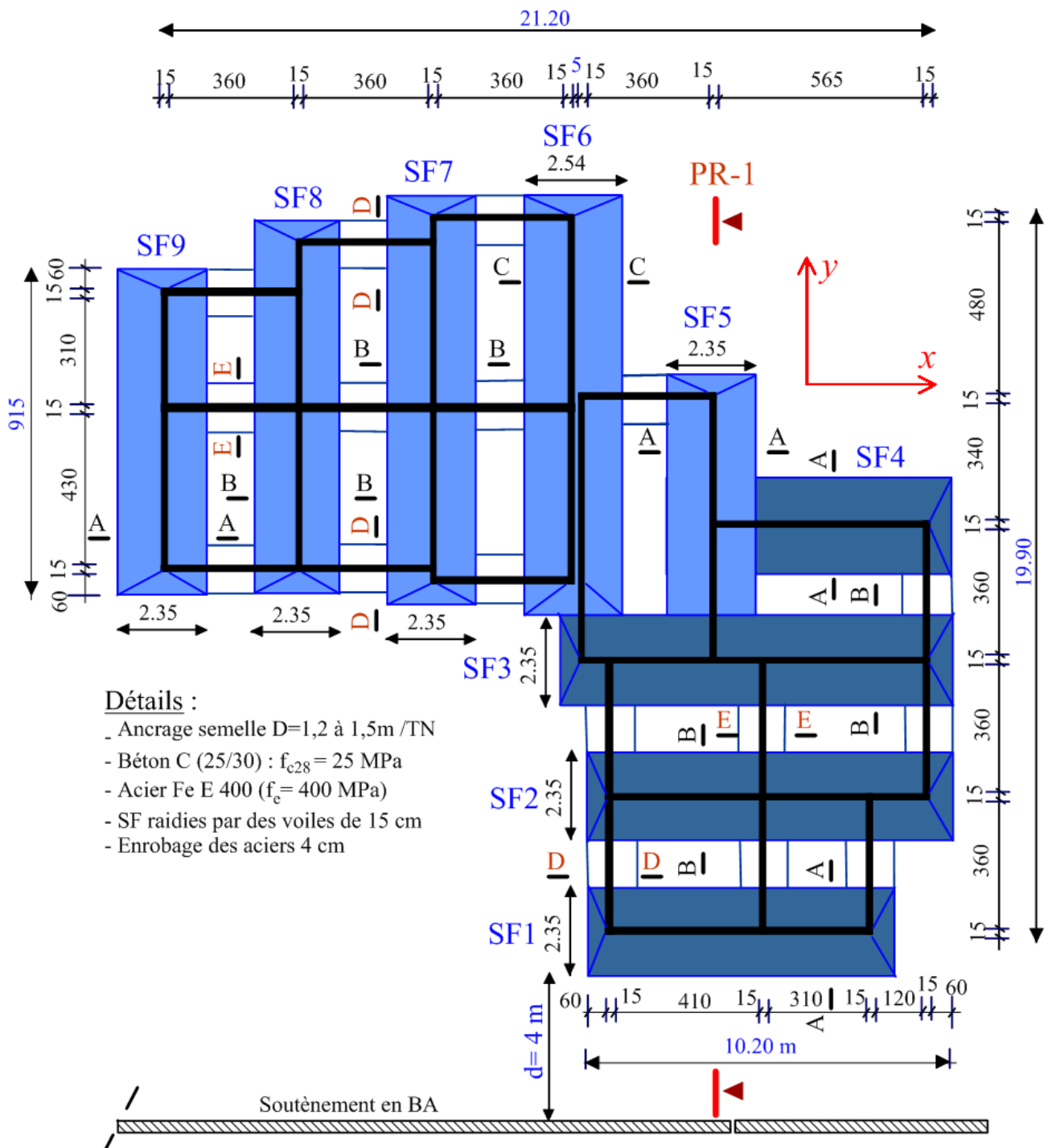


Figure 39- Vue en plan fondations

Les résultats des calculs des sollicitations et des contraintes de référence (q_{ref}) sont résumés dans le (Tableau 24).

Tableau 24- Efforts qui reviennent aux fondations à ELS et ELU selon Meyerhof et Navier

	Comb	Efforts Normaux (kN)			M (kN.m)	e (m)	q _{ref} (kPa) Meyerhof	q _{ref} (kPa) Navier
		N _{cal}	N _{pp}	N _t				
SF1	ELS	1702,67	521,900	2224,570	639,12	0,287	114,38	117,36
	ELU	2325,58	704,565	3030,145	874,41	0,289	155,84	159,921
SF2	ELS	2438,16	601,630	3039,790	566,98	0,187	132,00	134,00
	ELU	3340,19	812,201	4152,391	776,99	0,187	179,695	182,626
SF3	ELS	2275	538,894	2813,894	764,3	0,272	115,58	118,58
	ELU	3115,82	727,507	3843,327	1044,92	0,272	157,862	161,191
SF4	ELS	1405,57	507,594	1913,164	213,89	0,112	117,44	119,08
	ELU	1919,85	685,252	2605,102	298,88	0,115	160,21	162,21
SF5	ELS	1556,25	374,626	1930,876	308,82	0,160	136,25	139,168
	ELU	2132,06	505,744	2637,804	423,95	0,161	186,147	190,128
SF6	ELS	3628,07	728,371	4356,441	75,87	0,017	151,57	151,808
	ELU	4963,09	983,301	5946,391	107,19	0,018	206,92	207,244
SF7	ELS	2653,91	669,517	3323,427	52,78	0,016	124,95	125,158
	ELU	3636,54	903,847	4540,387	72,29	0,016	170,705	170,942
SF8	ELS	2543,55	610,521	3154,071	85,06	0,027	130,354	130,687
	ELU	3482,3	824,203	4306,503	116,7	0,027	178	178,443
SF9	ELS	1749,25	539,600	2288,850	133,85	0,058	107,822	108,438
	ELU	2385,27	728,460	3113,730	184,67	0,059	146,68	147,622

IV 3 2. Capacité portante des semelles

Différentes approches sont utilisées pour évaluer la résistance (portance) du sol à savoir :

- Essais de laboratoire (méthode générale de Terzaghi) ;
- Essais pressiométriques (méthode semi empirique de Menard)

IV 3 2 1. Méthode (C-φ) de Terzaghi

Le niveau d'eau détecté par des relevés piézométriques est de 2,5m /TN. On considère un sol humide à la base de la fondation et saturé au delà de 2,5 m de profondeur.

A partir de la (Figure 18), les paramètres de cisaillement effectifs mesurés au laboratoire sont (c= 40 KPa et φ= 14 °). On considère les paramètres de cisaillement réduit de $\frac{2}{3}$ comme préconisé par Terzaghi.

$$\text{D'où : } \begin{cases} c' = \frac{2c}{3} = 26,66 \text{ KPa} \\ \varphi' = \frac{2\varphi}{3} = 9,33^\circ \end{cases}$$

Exemple de calcul

On étudie la semelle filante1 (SF1): $B = 2,35 \text{ m}$; $L = 8,85 \text{ m}$; $D = 1,2 \text{ m}$; $\gamma_h = 19,7 \text{ KN/m}^3$

- Les coefficients de forme :

Pour le cas d'une semelle filante $S_\gamma = S_\gamma = S_q = 1$

- Les facteurs de portance sont calculés ci-dessous :

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) = 2,32 ; \quad N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 0,43 ; \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi')} = 8,03$$

$$e_x = \frac{M}{N} = 0,287 \text{ m} ; \quad B' = B - 2e_x = 1,776 \text{ m}$$

- La capacité portante des semelles filantes (ELU et ELS) est donnée ci-dessous :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_h \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\beta \cdot B' + \gamma_h \cdot D \cdot N_q \cdot S_q + C \cdot N_c \cdot S_c = 275,92 \text{ KPa}$$

$$q_0 = \gamma_h \cdot D = 19,7 \times 1,2 = 23,64 \text{ kPa} \rightarrow \begin{cases} \text{ELS } \bar{\sigma}_s = q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} = 107,73 \text{ kPa} \\ \text{ELU } \bar{\sigma}_s = q_0 + \frac{q_u - q_0}{2} = 149,78 \text{ kPa} \end{cases}$$

Tableau 25- Capacité portante des SF à partir des essais de laboratoire

	e_x (m)	B' (m)	q_u (kPa)	$\bar{\sigma}^{\text{ELS}}$ (kPa)	$\bar{\sigma}^{\text{ELU}}$ (kPa)
SF1	0,287	1,776	275,924	107,734	149,78
SF2	0,187	1,976	276,7	108,00	150,17
SF3	0,27	1,81	276,056	107,77	149,84
SF4	0,11	2,13	277,29	108,19	150,465
SF5	0,159	2,03	276,91	108,06	150,275
SF6	0,018	2,5	278,73	108,67	151,185
SF7	0,0158	2,318	278,02	108,43	150,83
SF8	0,0269	2,296	277,94	108,4	150,79
SF9	0,0584	2,233	277,69	108,32	150,665

Le (Tableau 27) donne les calculs de contraintes admissibles pour l'ensemble des semelles filantes (SF1 à SF9).

IV 3 2 2. Méthode pressiométrique

L'avantage de l'essai pressiométrique est que les paramètres de résistance (pl) sont mesurés en place, ce qui fait qu'on se prémunie du risque de remaniement

Pour le calcul de la contrainte admissible, nous effectuons le calcul pour le pressiomètre SP04 selon les résultats montrés dans la (Figure 40)

La contrainte admissible est donné par :
$$\sigma_s = \frac{K_p \cdot i_\beta \cdot p_{le}^*}{F_s} + \gamma_h D$$

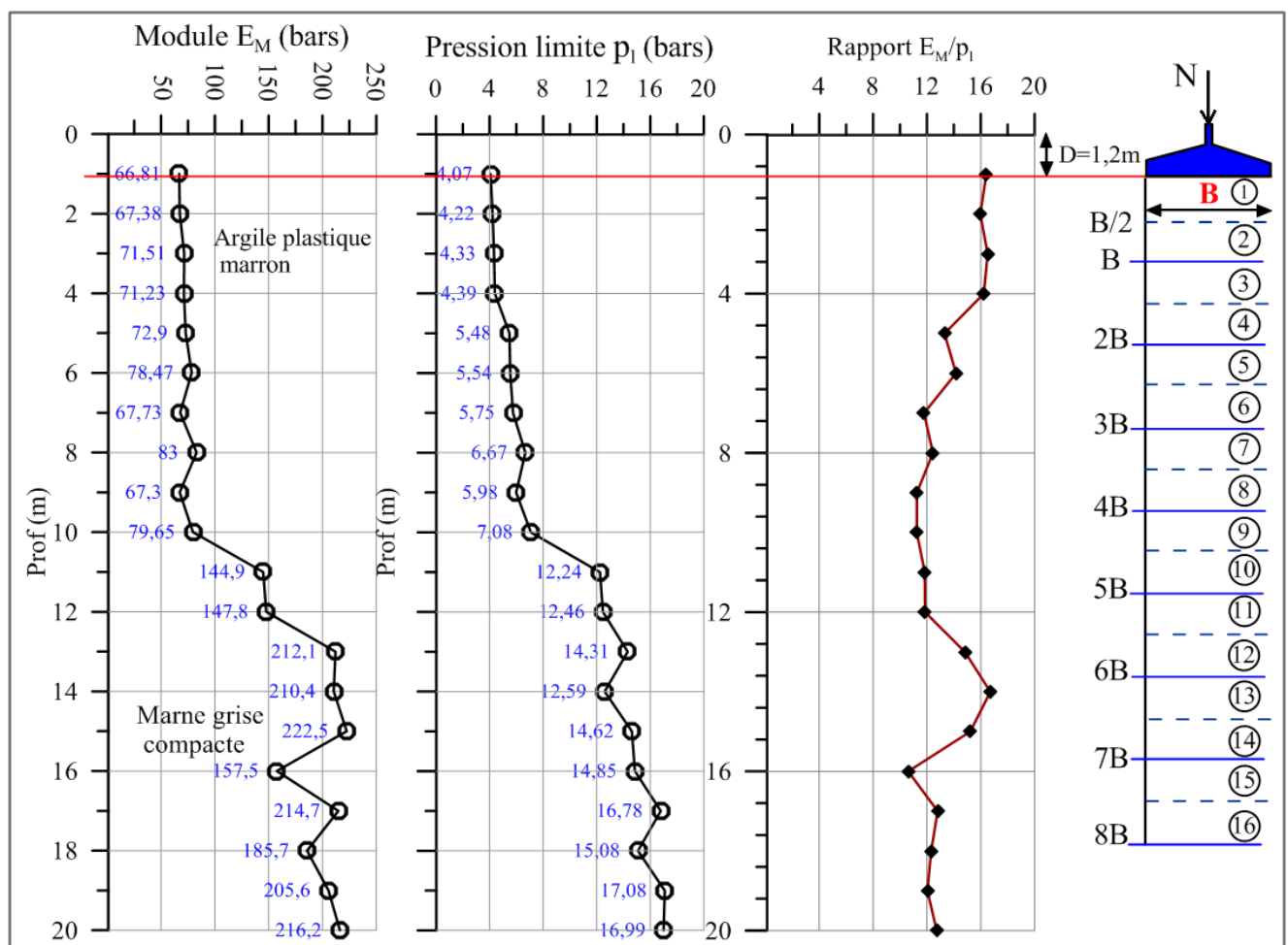


Figure 40- Sondage pressiométrique SP4- méthodologie de prévision de tassement

- L'encastrement équivalent D_e

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^{1,2} p_1^*(z) dz = \frac{S_{(\Omega)}}{p_{le}^*} \rightarrow \begin{cases} S_{(\Omega)} = \frac{1 \times 3,97}{2} + \frac{4,09 + 3,97}{2} \times 0,2 = 2,78 \\ p_{le}^* = 4,241 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \boxed{D_e = 0,66 \text{ m}}$$

- La pression limite nette équivalente : $p_e^* = \sqrt[4]{\prod_{1,2}^5 p_i^*} = \sqrt[4]{p_{11}^* \cdot p_{12}^* \cdot p_{13}^* \cdot p_{14}^*} = \boxed{4,24 \text{ bars}}$

Tableau 26- Résultats du sondage pressiométrique SP4

Profondeur (m)	P _i (kPa)	p ₀ (kPa)	P _i [*] (kPa)	P _i [*] (bars)
0	/	/	/	/
1	407	9,85	397,15	3,972
2	422	19,7	402,3	4,023
3	433	29,55	403,45	4,035
4	439	39,4	399,6	3,996
5	548	49,25	498,75	4,988
p_{ie}[*] =			4,24 bars	

- Le facteur de portance pressiométrique : $K_p = 0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right] = \boxed{0,84}$

- Le Coefficient de réduction : $i_\beta = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2$; avec : $\begin{cases} d=4\text{m} \\ \beta=25^\circ \\ B=2,35 \end{cases} \Rightarrow \boxed{i_\beta = 0,91}$

- La contrainte admissible :

$$\text{(ELS): } \bar{\sigma}_s = \frac{K_p \cdot i_\beta \cdot p_{ie}^*}{F_s} + \gamma_h \cdot D = \frac{0,84 \times 0,91 \times 424,1}{3} + 19,7 \times 1,2 = 131,7 \text{ kPa} \approx 1,32 \text{ bars}$$

Contraintes admissibles → (ELS): $\bar{\sigma}_s = 131,7 \text{ kPa}$	(ELU): $\bar{\sigma}_{su} = 185,72 \text{ kPa}$
-----------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------

Les calculs de contraintes admissibles par la méthode pressiométrique sont donnés dans le (Tableau 27).

Tableau 27- Contraintes admissible évaluées à partir des essais pressiométriques

Pressiomètres	Comb	D _e (m)	P _{ie} [*] (kPa)	K _p	i _β	$\bar{\sigma}$ (kPa)
SP4	ELS	0,66	424	0,84	0,91	131,7
	ELU					185,7
SP5	ELS	0,47	906,72	0,84	0,91	254,7
	ELU					370,2
SP6	ELS	0,46	812	0,84	0,91	230,6
	ELU					334
SP7	ELS	0,51	864,1	0,84	0,91	243,8
	ELU					353,9

IV 3 3. Vérification de la capacité portante

On compare à l'ELS la contrainte de référence (tableau 30) selon Meyerhof et Navier par rapport à la contrainte admissible (tableau 29) du sol évaluée par la méthode pressiométrique (la plus défavorable en termes de portance).

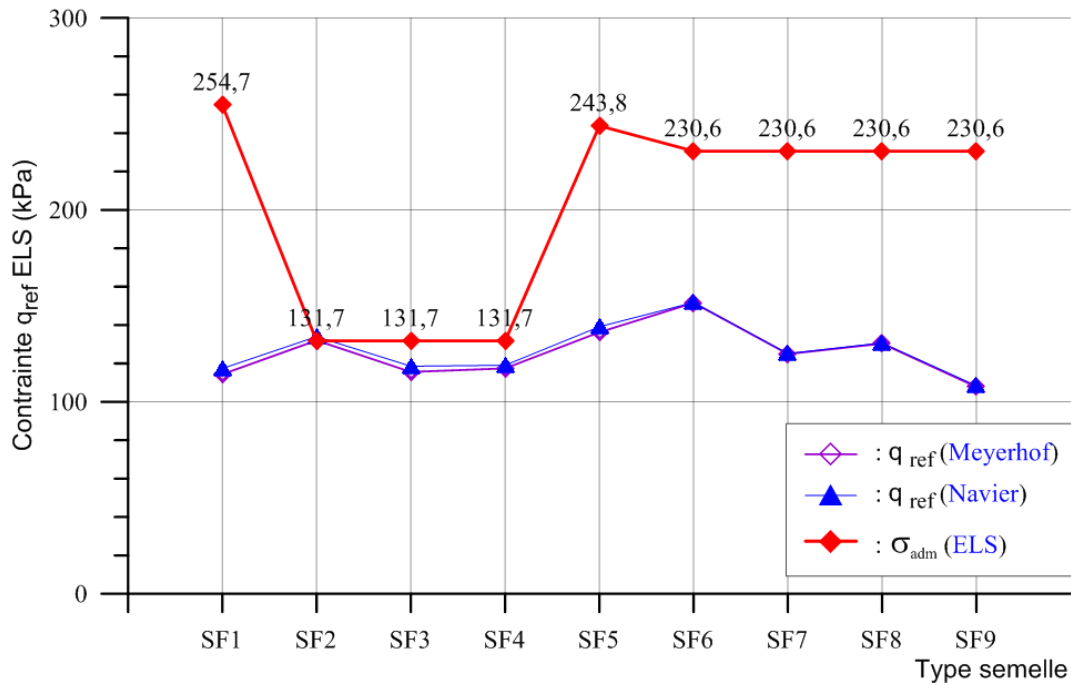


Figure 41- Contraintes référence des différentes semelles (ELS)

Tableau 28- Vérification de la capacité portante des différentes semelles filantes

	D_e (m)	p_{ie}^* (kPa)	K_p	i_β	$\bar{\sigma}$ (kPa)	q_{ref}	$q_{ref} < \bar{\sigma}$ (kPa)
SF1	0,47	906,72	0,84	0,91	254,7	117,4	Vérifiée
SF2	0,66	424,1	0,84	0,91	131,7	134,0	Non vérifiée
SF3	0,66	424,1	0,84	0,91	131,7	118,6	Vérifiée
SF4	0,66	424,1	0,84	0,91	131,7	119,1	Vérifiée
SF5	0,51	864,06	0,84	0,91	243,8	139,2	Vérifiée
SF6	0,46	812,37	0,84	0,91	230,6	151,8	Vérifiée
SF7	0,46	812,37	0,84	0,91	230,6	125,2	Vérifiée
SF8	0,46	812,37	0,84	0,91	230,6	130,7	Vérifiée
SF9	0,46	812,37	0,84	0,91	230,6	108,4	Vérifiée

IV 3 3 1. Discussion des résultats

D'après les résultats des courbes de la (Figure 41), et le (tableau 30) on remarque ce qui suit :

- la contrainte transmise par la semelle SF2 est supérieure à la portance du sol évaluée par le pressiomètre SP4,
- Les courbes des contraintes de référence (q_{ref}) sont très convergentes d'après Navier et Meyerhof.

IV 4. Vérification du ferrailage fondations

On vérifie dans ce paragraphe les sections de ferrailage mise en œuvre dans les semelles filantes selon les conditions de site initiales. Les semelles sont dépourvues de poutres libage car elles sont rigidifiées par les voiles porteurs.

On étudie dans ce qui suit un exemple de vérification de ferrailage de la semelle filante SF1 à ELU :

$$B=2,35 \text{ m} ; \quad b_0=0,15 \text{ m (épaisseur du voile)} ; \quad f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$d=0,9h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m} ; \quad N' = q_{ref} \times B = 375,81 \text{ kN/m}$$

$$A_x = \frac{N'(B - b_0)}{8 d f_{st}} = \frac{375,81(2,35 - 0,15)}{8 \times 0,54 \times 348 \times 1000} = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La vérification de ferrailage pour l'ensemble des semelles est résumée dans le (Tableau 29).

Tableau 29- Vérification du ferrailage réalisé au niveau des fondations à ELU

	q_{ref} (kPa)	B (m)	b_0 (m)	N' (kN/m)	A_x (cm ² /ml)	A_{rep} (cm ² /ml)	A réalisé (cm ² /ml)	obs
SF1	159,92	2,35	0,15	375,81	5,48	1,82	7,93	Vérifiée
SF2	182,626	2,35	0,15	429,17	6,28	2,09	7,93	Vérifiée
SF3	161,19	2,35	0,15	378,80	5,54	1,84	7,93	Vérifiée
SF4	162,21	2,35	0,15	381,19	5,57	1,85	7,93	Vérifiée
SF5	190,128	2,35	0,15	446,80	6,53	2,17	7,93	Vérifiée
SF6	207,244	2,54	0,15	487,02	7,74	2,58	7,93	Vérifiée
SF7	170,94	2,35	0,15	401,71	5,87	1,95	7,93	Vérifiée
SF8	178,44	2,35	0,15	419,34	6,13	2,04	7,93	Vérifiée
SF9	147,62	2,35	0,15	346,91	5,07	1,69	7,93	Vérifiée

Le ferrailage des fondations réalisé sur site est donné dans la (figure 42)

Remarque

On peut remarquer une erreur d'exécution qui a été réalisé sur site (à l'état initial), les armatures transversales du voile devraient être à l'extérieur afin de maintenir les armatures longitudinales (éviter le flambement).

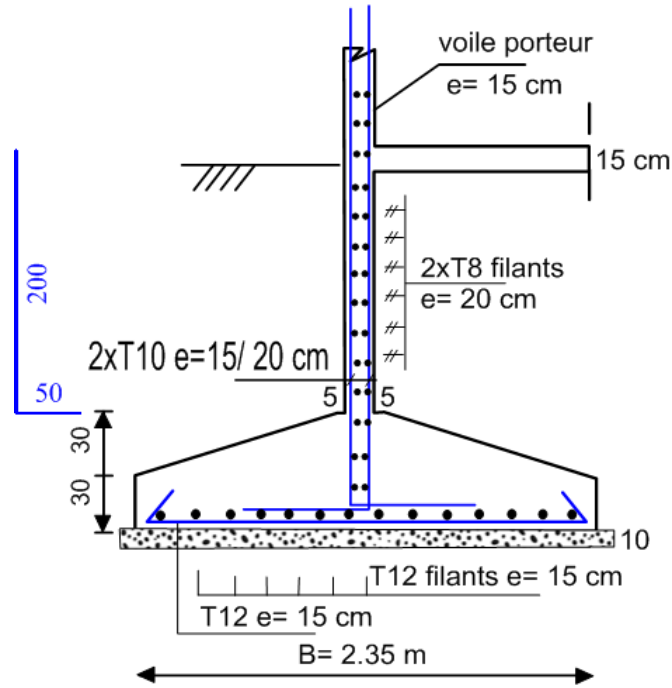


Figure 42- Schéma de ferrailage des semelles filantes

NB :

- Le ferrailage de répartition (filants) dans le sens longitudinal est de 7HA12 /ml, soit 7,93 cm² /ml qui est largement suffisant.
- On voit bien que le ferrailage passe en sécurité, donc la pathologie n'est pas imputable aux défauts de ferrailage des fondations.

IV 5. Méthodes d'évaluation de tassement

Sachant que la pathologie est liée à un problème de tassement, on étudie dans ce qui suit toutes les approches analytiques et numérique par la méthode des éléments finies (MEF) de prédiction du comportement de sol.

IV 5 1. Tassement élastique

Le tassement élastique est généralement immédiat, il n'est lié à aucune consolidation de sol.

A titre d'exemple, on effectue le calcul pour le cas de la semelle filante (SF2). Le module de déformation instantané (E_s) est déterminé à partir du module pressiométrique moyen selon le degré de consolidation (Tableau 5).

- On a une semelle filante SF2 qui a les caractéristiques suivantes :

$B = 2,35 \text{ m} ; L = 10,2 \text{ m} ; q_{ref} = 134 \text{ kPa}$

Le sol est considéré normalement consolidé selon le rapport (E_M/p_1^*)

$$\frac{L}{B} = \frac{10,2}{2,35} = 4,34 \rightarrow C_f = 1,631 ; \frac{E_M}{p_1^*} = \frac{73,174}{4,7} = 15,56 \in [9 - 16] \text{ (normalement consolidé)}$$

$$\Rightarrow \frac{E_s}{E_M} = 3 \Rightarrow E_s = 3E_M = 219,52 \text{ bars}$$

- **Le tassement élastique** est donné par :

$$s_{\text{éls}} = q_{\text{ref}} \cdot B \cdot C_f \frac{1-\nu^2}{E_s} = 134 \times 10^{-2} \times 2,35 \times 1,63 \times \frac{1-0,33^2}{219,52} = 2,08 \text{ cm}$$

Les calculs de **tassement élastique** des autres semelles sont récapitulés dans (Tableau 30).

Tableau 30- Valeurs du tassement élastique pour les 9 semelles filantes

Semelles	B(m)	L(m)	q _{ref} (KPa)	C _f	E _s (bars)	s (cm)
SF1	2,35	8,85	117,36	1,540	402,54	0,939
SF2	2,35	10,2	134	1,631	219,522	2,082
SF3	2,35	10,9	118,58	1,667	219,522	1,883
SF4	2,35	7,15	119,08	1,400	219,522	1,588
SF5	2,35	6,35	139,68	1,330	403,83	0,962
SF6	2,54	11,35	151,808	1,646	348,306	1,622
SF7	2,35	11,35	125,158	1,690	348,306	1,270
SF8	2,35	10,35	130,687	1,639	348,306	1,286
SF9	2,35	9,15	108,4383	1,560	348,306	1,016

IV 5 2. Tassement pressiométrique

Il s'agit d'un tassement non drainé composé de deux partitions sphérique et déviatorique. Il est donné par l'expression semi-empirique suivante :

$$s_t = \frac{\alpha q_{\text{ref}} \cdot B \cdot \lambda_c}{9 E_c} + \frac{2q_{\text{ref}} \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha}{9 E_d} \rightarrow \begin{cases} \frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9,16}} \\ E_c = E_1 \end{cases}$$

On présente un exemple de calcul de tassement de la semelle SF1 dont les données sont les suivantes :

$$B = 2,35 \text{ m} ; L = 8,85 \text{ m} ; B_0 = 0,6 \text{ m} ; q_{\text{ref}} = 117,36 \text{ kPa} ; \alpha = 0,67$$

- **Les modules pressiométriques**

Module pressiométrique de consolidation : $E_c = E_1 = 106,44 \text{ bars}$

$$\frac{4}{E_{3,5}} = \frac{1}{139,18} + \frac{1}{136,48} + \frac{1}{121,42} + \frac{1}{193,21} = 0,0279 \Rightarrow E_{3,5} = 143,37 \text{ bars}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{123,68} + \frac{1}{122,49} + \frac{1}{135,94} = 0,0236 \Rightarrow E_{6,8} = 127,11 \text{ bars}$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{106,44} + \frac{1}{0,85 \times 118,85} + \frac{1}{143,37} + \frac{1}{2,5 \times 127,11} + \frac{1}{2,5 \times 210,526} = 0,0313$$

$$\Rightarrow \boxed{E_d = 127,8 \text{ bars}}$$

- Les coefficients de forme λ_c et λ_d

Les coefficients λ_c et λ_d dépendent de la forme et la nature de la fondation (Tableau 3)

$B = 2,35 \text{ m}$; $L = 8,85 \text{ m}$

$$\frac{L}{B} = 3,76 \rightarrow \begin{cases} \lambda_d = 1,92 \\ \lambda_c = 1,34 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s_c = \frac{117,36 \times 2,35 \times 1,33 \times 0,67}{9 \times 106,44 \times 10^2} = 0,00258 \text{ m} = 0,258 \text{ cm} \\ s_d = \frac{2 \times 117,36 \times 0,6 \times \left(1,92 \cdot \frac{2,35}{0,6}\right)^{0,67}}{9 \times 127,8 \times 10^2} = 0,00473 \text{ m} = 0,473 \text{ cm} \end{cases}$$

- Le tassement pressiométrique de la semelle SF1

$$s_t = 0,473 + 0,258 = 0,731 \text{ cm}$$

La même méthodologie de calcul est appliquée pour les autres semelles filantes.

Le résultat des tassements pressiométriques des semelles de notre bâtiment sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 31- Valeurs du tassement pressiométrique pour les 9 semelles filantes

Semelles	q_{ref} (bars)	E_c (bars)	E_d (bars)	λ_c	λ_d	s_c (cm)	s_d (cm)	s_t (cm)
SF1	1,173	106,44	127,8	1,338	1,918	0,258	0,473	0,731
SF2	1,340	67,38	76,186	1,367	2,021	0,476	0,938	1,414
SF3	1,185	67,38	76,186	1,382	2,075	0,425	0,845	1,27
SF4	1,190	67,38	76,186	1,302	1,788	0,403	0,768	1,17
SF5	1,396	103,49	120,12	1,285	1,726	0,303	0,558	0,861
SF6	1,518	104,98	115,61	1,373	2,044	0,376	0,743	1,119
SF7	1,251	104,98	115,61	1,391	2,109	0,29	0,594	0,884
SF8	1,306	104,98	115,61	1,37	2,033	0,298	0,605	0,904
SF9	1,084	104,98	115,61	1,345	1,941	0,243	0,487	0,73

IV 5 3. Tassement oedométrique

Ce tassement intègre l'effet de la consolidation. La nature cohérente des sols, la présence d'eau et la très faible perméabilité fait le phénomène prend beaucoup de temps.

Dans notre cas, les premiers signes de tassement ont été constatés plus de 10 ans après la mise en réception de l'ouvrage. L'expression du tassement oedométrique est donnée par :

$$s_{\text{oed}} = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1+e_{0i}} c_{ci} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma'_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right)$$

Exemple de calcul semelle (SF1)

$B=2,35$; $D=1,2$ m ; $\gamma_h=19,7$ kN/m³

On calcule la contrainte effective dans chaque sous couche d'épaisseur $B/2 = 1,175$ m (Figure 43).

On effectue le calcul pour les 2 premières couches seulement

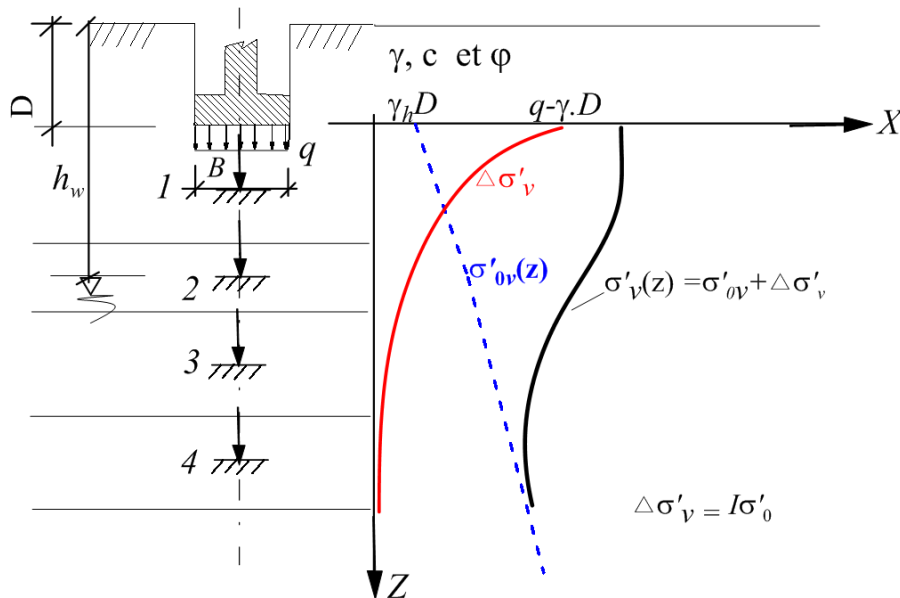


Figure 43- Schéma de découpage du sol en tranches élémentaires

Les contraintes effectives

- La 1^{ère} couche

$$z_1 = D + \frac{B}{4} = 1,2 + \frac{2,35}{4} = 1,78 \text{ m} \rightarrow \sigma'_{v0}(1,78) = \gamma_h \times z_1 = 19,7 \times 1,78 = 35,06 \text{ kPa}$$

- La 2^{ème} couche

$$z_2 = z_1 + \frac{B}{2} = 2,94 \text{ m} \rightarrow \sigma'_{v0}(2,94) = 19,7 \times 2,5 + 10 \times (2,94 - 2,5) = 53,65 \text{ kPa}$$

Distribution de la contrainte (Boussinesq)

- La 1^{ère} couche

$$z_1' = z_1 - D = 1,78 - 1,2 = 0,58 \text{ m}$$

$$m_1 = \frac{B'}{z_1'} = \frac{B}{2z_1'} = 2,025 \quad ; \quad n_1 = \frac{L'}{z_1'} = \frac{L}{2z_1'} = 7,629 \quad ; \quad I = 0,238$$

$$\Delta\sigma_v'(0,58) = 4I \times q_{ref} = 4 \times 0,238 \times 117,36 = 111,73 \text{ kPa}$$

• **La 2^{ème} couche**

$$z_2' = z_2 - D = 2,94 - 1,2 = 1,74 \text{ m}$$

$$m_2 = \frac{2,35}{2 \times 1,74} = 0,675 \quad ; \quad n_2 = \frac{8,85}{2 \times 1,74} = 2,54 \quad ; \quad I = 0,169$$

$$\Delta\sigma_v'(1,74) = 4I \times q_{ref} = 4 \times 0,169 \times 117,36 = 79,33 \text{ kPa}$$

La contrainte totale

$$\sigma_v'(z) = \sigma_{v_0}' + \Delta\sigma_v'(z) \begin{cases} 1^{\text{ère}} \text{ couche } \sigma_v'(z_1) = 146,78 \text{ kPa} \\ 2^{\text{ème}} \text{ couche } \sigma_v'(z_2) = 132,98 \text{ kPa} \end{cases}$$

Les résultats de calcul de tassement oedométrique des autres semelles sont résumés dans le (Tableau 32)

Tableau 32- Valeurs du tassement oedométrique pour les différentes semelles

	Z(m)	I	σ'_{v0} (KPa)	$\Delta\sigma'$ (KPa)	σ'_v (KPa)	σ'_p (KPa)	s (cm)	S _{cal} (cm)	S _{oed} (cm)
SF1	1,78	0,238	35,06	111,727	146,787	91	3,249	8,968	6,905
	2,94	0,169	53,65	79,335	132,985	91	2,578		
	4,1	0,11	65,25	51,638	116,888	86	1,574		
	5,28	0,08	77,05	37,555	114,605	86	1,473		
	6,44	0,07	88,65	32,861	121,511	121	0,027		
	7,6	0,047	100,25	22,064	122,314	121	0,068		
SF2	1,78	0,239	35,06	128,104	163,164	91	3,968	11,714	9,019
	2,94	0,17	53,65	91,12	144,77	91	3,155		
	4,1	0,113	65,25	60,568	125,818	86	1,951		
	5,28	0,083	77,05	44,488	121,538	86	1,774		
	6,44	0,057	88,65	30,552	119,202	121	0,559		
	7,6	0,05	100,25	26,8	127,05	121	0,308		
SF3	1,78	0,238	35,06	112,888	147,948	91	3,302	9,729	7,491
	2,94	0,165	53,65	78,263	131,913	91	2,523		
	4,1	0,112	65,25	53,124	118,374	86	1,639		
	5,28	0,083	77,05	39,369	116,419	86	1,553		
	6,44	0,056	88,65	26,562	115,212	121	0,559		
	7,6	0,05	100,25	23,716	123,966	121	0,153		
SF4	1,78	0,239	35,06	113,84	148,9	91	3,346	9,69	7,461
	2,94	0,163	53,65	77,64	131,29	91	2,491		
	4,1	0,105	65,25	50,014	115,264	86	1,502		

	5,28	0,078	77,05	37,153	114,203	86	1,455		
	6,44	0,05	88,65	23,816	112,466	121	0,559		
	7,6	0,04	100,25	19,053	119,303	121	0,338		

Le tassement oedométrique

$$\sigma'_v(z_1, z_2) > \sigma'_p = 91 \text{ KPa} \begin{cases} \text{1}^{\text{ère}} \text{ couche } s_{\text{ocd}}(z_1) = \frac{1,16}{1+0,683} \times 0,227 \times \text{Log}\left(\frac{146,78}{91}\right) = 3,24 \text{ cm} \\ \text{2}^{\text{ème}} \text{ couche } s_{\text{ocd}}(z_2) = \frac{1,16}{1+0,683} \times 0,227 \times \text{Log}\left(\frac{132,98}{91}\right) = 2,57 \text{ cm} \end{cases}$$

- Correction de Djerrum

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,7 \text{ (sol normalement consolidé)} \\ \frac{H}{B} = \frac{8}{2,35} = 3,4 \end{array} \right\} ; \text{ selon abaque Djerrum : } \rightarrow \mu = 0,77$$

IV 5 4. Tassement par la méthode des éléments finis

Nous avons effectué la modélisation par éléments finis avec le logiciel Plaxis 2D pour analyser le problème (Figure 44) de tassement ayant affecté l'ouvrage ainsi le comportement de l'ensemble sol-bâtiment vis-à-vis des déformations en utilisant le critère plastique de Mohr Coulomb dont les paramètres sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 33- Paramètres de la modélisation par Plaxis 2D

N	Description	ép(m)	$\gamma_h(\text{kN}/\text{m}^3)$	$E_M(\text{bars})$	$E'(\text{MPa})$	ν	$C'(\text{kPa})$	ϕ'	ψ
1	Argile plastique brune	0–8	19,7	72,37	8.0	0,33	49	21	0
2	Argile marneuse bariolée	9–14	20,0	143,68	16.0	0,35	60	18	0
3	Marne compacte grise	14–30	22,0	210,00	23,5	0,35	71	9	0
4	Fondation et soutènement en BA	/	25,0	/	32164	0,18	/	/	0

Les paramètres de cisaillement (C' et ϕ') sont tirés du rapport de sol conformément à la lithologie du terrain de la (Figure 18). En outre, les modules de déformations drainés du sol (E') sont déterminés à partir des modules pressiométriques moyens des différentes couches par la formule :

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{E_M}{\alpha} \approx 0,74 \frac{E_M}{\alpha} \approx 1,12 E_M \tag{4.3}$$

Avec α : coefficient rhéologique du sol (Tableau 2)

Le calcul s'effectue selon les phases suivantes :

- Phase 0 : génération des contraintes du massif dans son état initial (procédure K0) en prenant en compte le relief initial du terrain (avant le terrassement).
- Phase 1 : Déblai plate forme, terrassement et soutènement en BA et fondation filantes

- Phase 2 : Bâtiment achevé et application du chargement au niveau des semelles.

Le niveau de la nappe a été schématisé selon le relevé piézométrique du terrain.

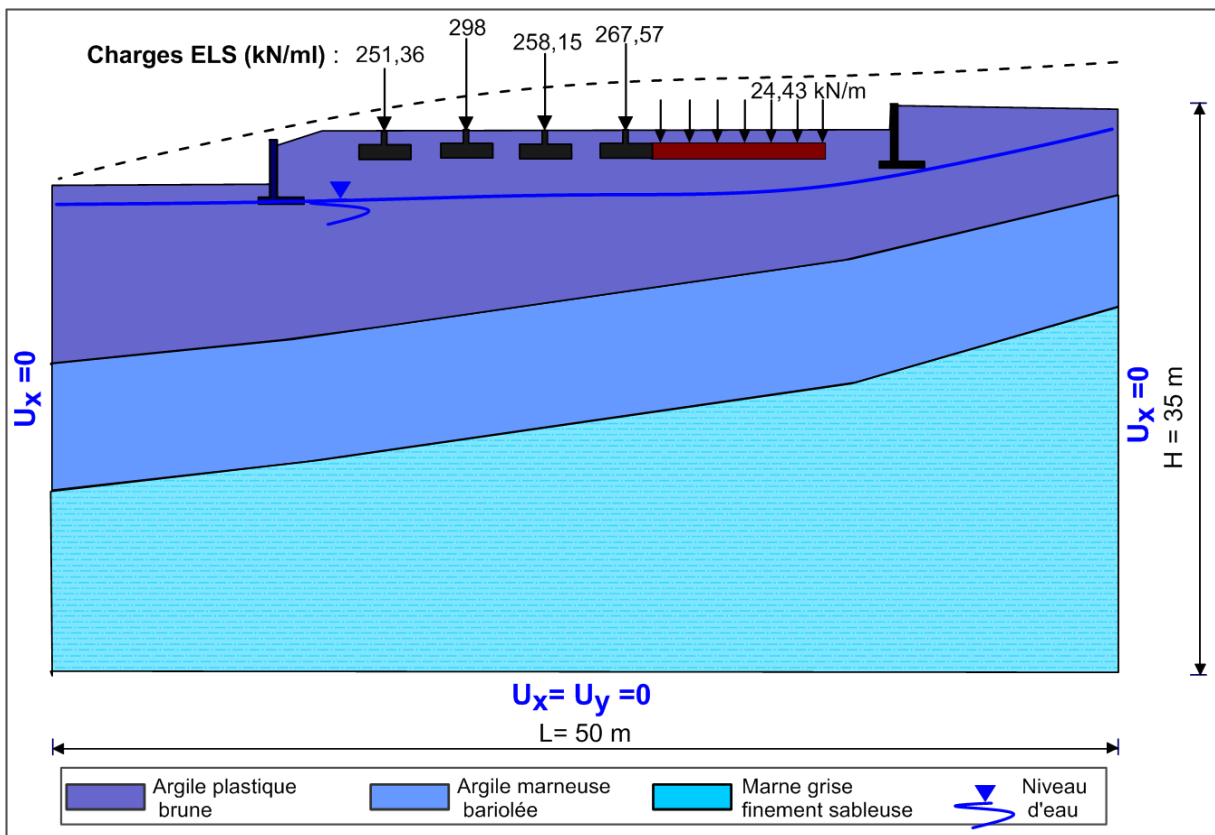


Figure 44- Vue du domaine étudié par Plaxis 2D

IV 5 4 1. Analyse des résultats par EF

D'après les calculs numériques par EF (figures 45 et 46), on conclut ce qui suit :

- Apparition de tassements différentiel (cuvette) d'après la déformée du maillage,
- Un tassement maximal de l'ordre de 6,5 cm est obtenu,
- La cartographie des tassements montre une concentration importante des contraintes et des déplacements dans les semelles filantes (SF1 à SF3)
- Basculement et déplacement des murs de soutènement MS1 et MS2 de l'ordre de 3,5 cm

Remarque :

La modélisation effectuée par le logiciel Plaxis 2D présente une approche afin d'évaluer l'ampleur des tassements et des contraintes sur la structure. La modélisation 3D permet une approche réelle et précise ce qui nécessite des moyens plus complexes et une longue durée.

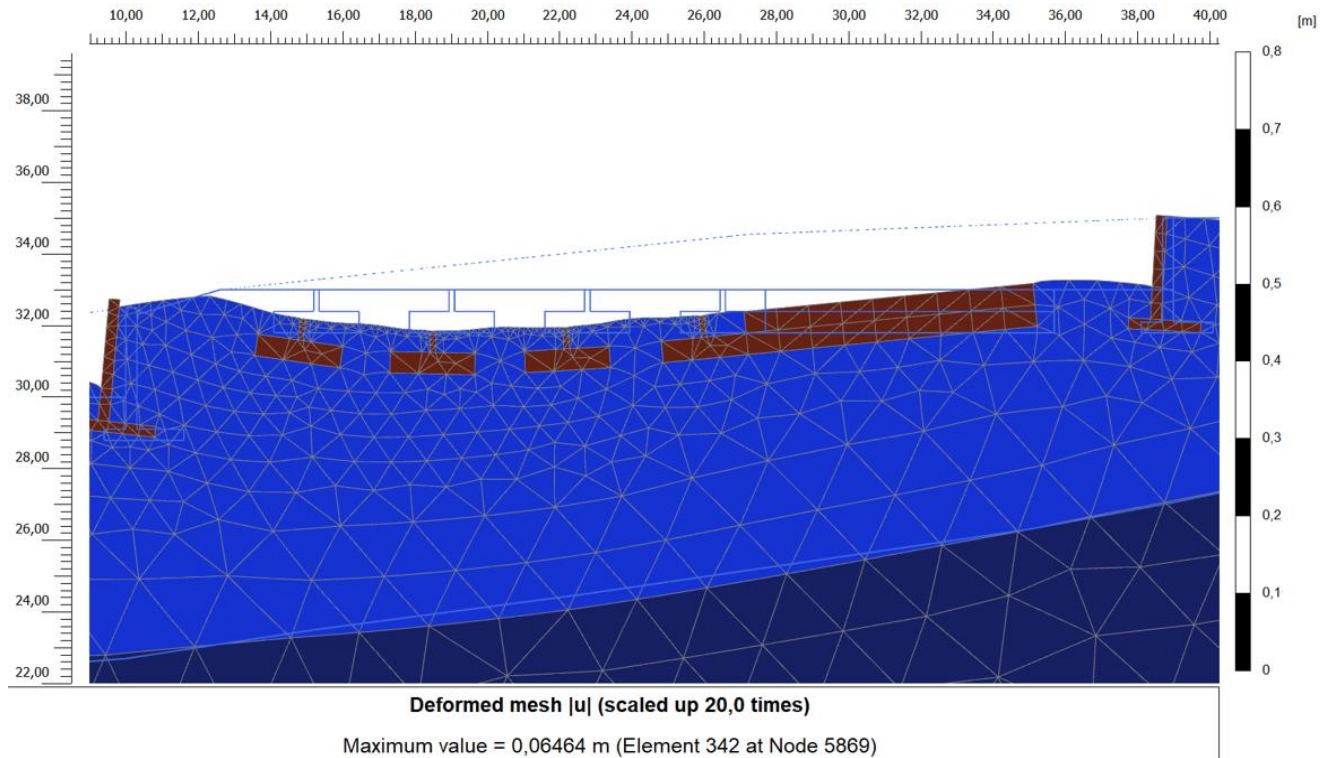


Figure 45-Cartographie du tassement (phase finale)

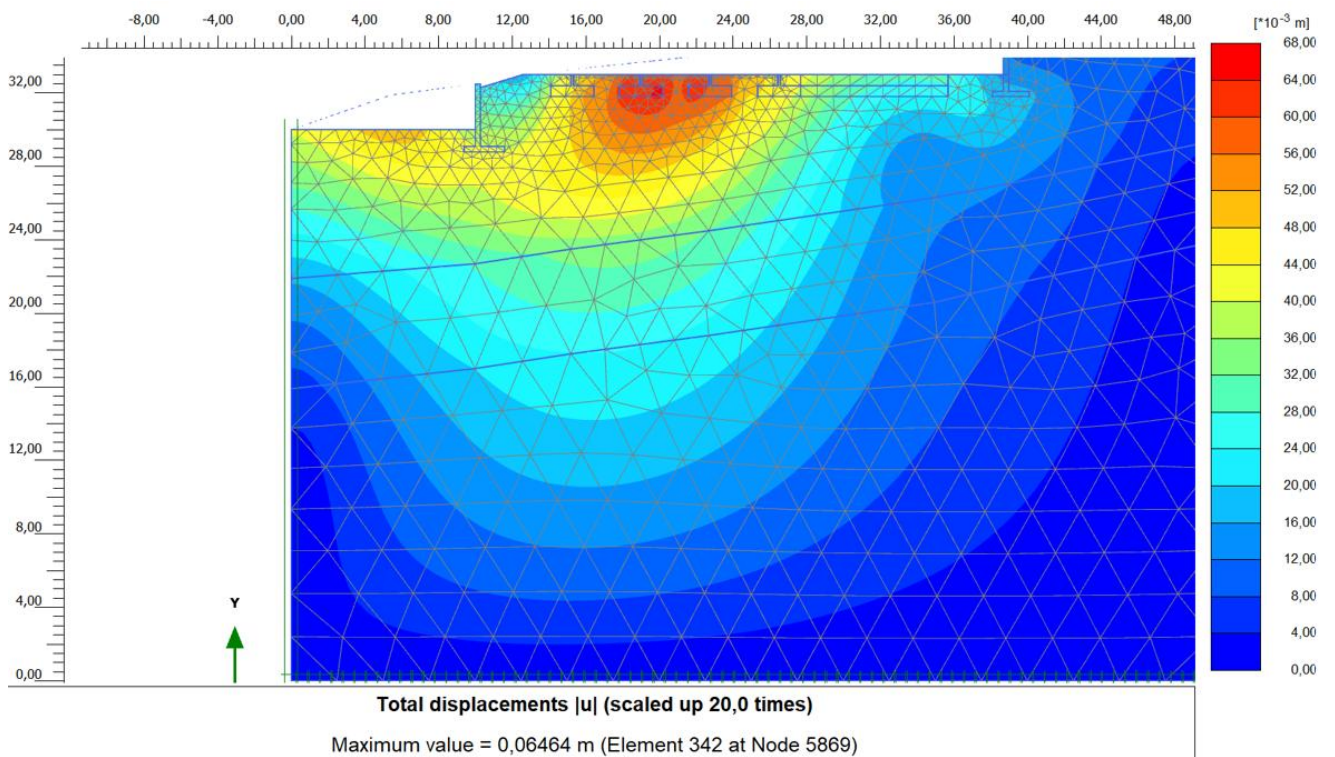


Figure 46-Déformée du maillage

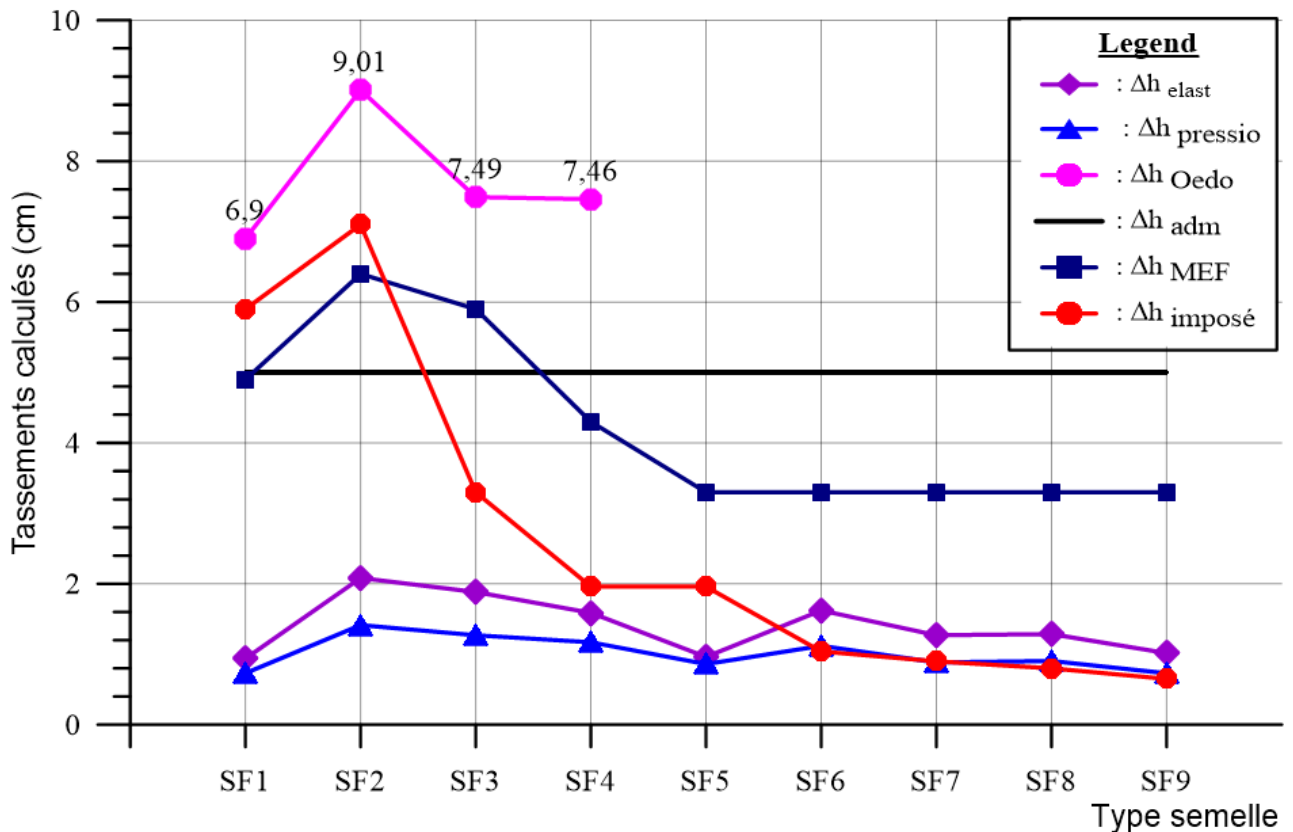


Figure 47- Types de Tassements pour les différentes semelles

IV 5 5. Analyse des résultats de tassements

D'après les calculs de prévision analytique des tassements, on remarque que :

- Les tassements élastiques et pressiométriques sont faibles par rapport aux valeurs du tassement admissible (3 à 5 cm). Ce tassement est généralement non drainé,
- Les tassements oedométriques sont importants et dépassent la valeur admissible pour les semelles filantes. Ils varient de 6,9 cm à 9 cm, soit un tassement différentiel de 2,5 cm. La méthode oedométrique est jugée fiable dans le cas des argiles saturées car elle intègre parfaitement le phénomène de la consolidation qui dépend du temps (faible perméabilité).
- D'après les valeurs des tassements oedométriques calculés (figure 47) et la portance de la semelle SF2 qui est légèrement dépassée (figure 41, tableau 30) on peut déduire que la solution semelle filante est **inadaptée dans notre cas**.

IV 6. Causes probables des désordres et solution envisageable

a) Défauts d'exécution de certains éléments de l'ouvrage

- Un ancrage insuffisant qui est de $D_{\text{réalisé}} = 1,2$ m et non conforme aux plans d'exécution des fondations $D_{\text{plan}} = 2$ m,
- L'absence du joint de dilatation qui sépare les deux voiles des **blocs A et B** au niveau de l'entre sol jusqu'au 1^{er} étage peut être parmi les causes de cette pathologie,

- la solidarisation des deux acrotères respectivement des blocs A et B, ce qui a provoqué leurs éclatements,
 - la fuite du réseau d'assainissement est due à l'inadaptation des buses en ciment comprimé pour supporter la nature du sol argileuse, ce qui a provoqué un changement dans la composition chimiques du sol (qualité) : sol agressif sensibles aux sulfates d'après les essais chimiques.
- ✓ **La solution est de les remplacer par des conduites souples et résistantes de type en PVC (PHED).**

b) Erreurs de conception des fondations

- La portance de la semelle SF2 évaluée par le pressiomètre (SP4) n'est pas vérifiée, ainsi que le tassement oedométrique calculé (s_{oed} varie de 6,9 jusqu'à 9 cm) à partir des résultats de la campagne géotechnique 2022 dépasse le tassement admissible qui vaut 5cm. Donc la semelle filante 2 ne vérifie pas le critère de portance.
- ✓ **Le radier général est la solution adaptée pour ce genre de problématique.**
- Mauvaise orientation des semelles filantes du bloc B : les semelles du bloc B (tassement important) devrait être orienté perpendiculairement aux courbes de niveaux c'est-à-dire identiques à celles du bloc A ([Figure 39](#))

c) Modification de l'état hydrique de l'argile

- Le sol autour de la semelle est humide indiquant des venues d'eau ([Figure 16](#)) malgré que des travaux d'assainissement des eaux de surface aient été réalisés. Cette humidité pourrait induire le ramollissement du sol d'assise (réduction des propriétés mécaniques du sol). Le rapport du sol de l'an 2000 n'indique pas la présence de l'eau. La présence d'eau sous la fondation n'a pas été prise en compte pour le dimensionnement des fondations.

IV 7. Conclusion

Après avoir établi une panoplie de corrélations entre les différentes méthodes de prévision de tassements à savoir le tassement élastique, oedométrique et pressiométrique, on peut déduire que le tassement oedométrique est plus fiable (inclue la consolidation) et donne des valeurs plus importantes. On a pensé de faire une modélisation numérique (EF) de ce dernier à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour montrer la cartographie des tassements et des déformations tout en tenant compte des lois de comportement non linéaire (domaine plastique).

On remarque que ce qui suit :

- les valeurs numériques convergent vers les mesures réelles de tassement voir ([figure 47](#)).
- La conception des fondations (orientation) de la partie B n'est pas similaire à celle de la partie A ce qui a engendré les tassements différentiels :

A noter aussi que les venues d'eaux vers l'assise des fondations (partie B) est un facteur défavorable, cela dégrade la résistance du sol et amplifie le tassement.

De notre avis la solution radier général aurait été la meilleure du fait que le sol est hétérogène.

Chapitre 5 : Propositions de confortement et de reprise en sous œuvre

V 1. Introduction

Les ouvrages de fondations constituent l'interface entre les superstructures et le sol d'assise. Comme toute construction, ils doivent faire l'objet d'un entretien adapté, soit pour pallier un vieillissement prématuré ou remédier à des défauts d'origine par des travaux de réparation ou de renforcement. Quant un ouvrage est exposé à des problèmes d'endommagement ou d'instabilité de forme due au vice de sol ou bien en post sismique, le recours au confortement en sous œuvre est envisageable.

V 2. Techniques de reprise en sous œuvre

D'après (Combarieu and al., 2022), la réparation est plus liée à la présence de désordres, alors que le renforcement implique plus l'idée de modification des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

La recherche des causes principales des désordres est une étape essentielle avant de procéder à la réparation des dégâts observés (éclatement des acrotères, fuite du réseau d'assainissement, rupture du joint de dilatation,...etc.). Il faudrait en premier lieu stabiliser les mouvements des blocs et renforcer l'infrastructure. Plusieurs techniques de confortement et de reprise en sous œuvre existent. Pour notre cas on peut citer :

- l'approfondissement des fondations existantes par puits descendu vers 2 m à 2,5 m de profondeur pour être conformes au plan d'exécution initial,
- Reprise des fondations par **micro-pieux**,
- l'amélioration et le confortement de sol par **injections de coulis de ciment**.

V 2 1. Approfondissement des fondations

C'est une technique de reprise qui consiste à reporter la descente de charges amenée par les semelles plus profondément en atteignant le sol résistant. D'après (Béchade, 2014) L'approfondissement des fondations est préconisé lorsque le bon sol se situe à moins de 1,5 m de profondeur. La présence d'une poche de mauvais terrain ou d'une couche d'argile humide diminue la capacité portante du terrain d'assise et le rend trop faible pour reporter les charges amenées par les fondations. Ainsi, l'opération consiste à ajouter du gros béton au mauvais terrain en place. Cette méthode de reprise demande une main d'œuvre qualifiée et génère beaucoup de déblais lors des terrassements ce qui rend ses travaux extrêmement coûteux et présentent un risque d'aggravation des dommages quand les structures sont très anciennes et fragiles.

Cette technique se concrétise en général par la mise en œuvre des plots isolés ou puits semi profond en gros béton ou béton cyclopéen sous les semelles existantes.

V 2 2. Micro-pieux

La technique des micro-pieux consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux de diamètre 15 à 30 cm injectés. Cette méthode a été largement utilisée durant ces deux dernières décennies principalement pour le renforcement des sols de fondation, la stabilisation des pentes et des tassements, et la reprises-en sous œuvre. Le principe des pieux ou micro-pieux est de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes.

L'opération de remise à niveau du bâtiment nécessite l'utilisation de vérins hydrauliques appuyés sur des massifs de réaction. La manutention est délicate, elle nécessite des entreprises spécialisées avec une main d'œuvre hautement qualifiée.

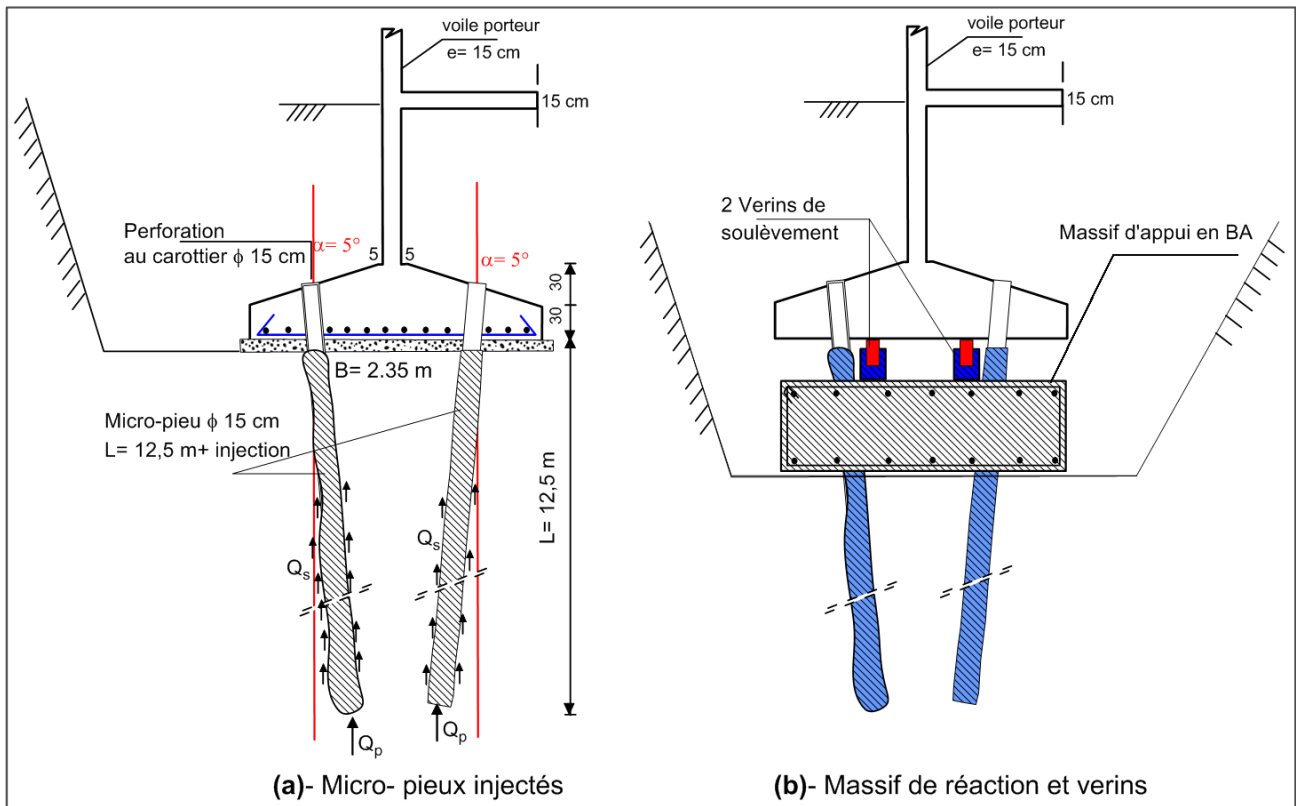


Figure 48 –Schéma d'une reprise en sous œuvre par micro pieu

V 2 2 1. Dimensionnement des micro-pieux

La charge ultime (rupture) d'un micro-pieu isolé est donnée par :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = K_p p_{le}^* \frac{\pi \phi^2}{4} + \pi \alpha_{sol} \phi \sum_{i=h_1}^{h_n} q_{sui} \times h_i \quad (5.1)$$

La charge de fluage Q_c est donnée en fonction du pieu

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pieu refoulant le sol} \quad : \quad Q_c = 0,7 Q_{pu} + 0,7 Q_{su} \\ \text{Pieu ne refoulant pas le sol:} \quad Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su} \end{array} \right\} \quad (5.2)$$

Avec : Q_{pu} : charge en pointe ultime,

Q_{su} : charge reprise par le frottement latéral,

p_{le}^* : pression équivalente à la pointe du pieu,

K_p : valeurs du facteur de portance pressiométrique,

ϕ : Diamètre du pieu,

h_i : Epaisseur des couches mobilisant le frottement latéral.

La contrainte de frottement latéral limite q_{sui}

La détermination de q_s se fait à partir de ces expressions

- les courbes de Q_1 à Q_4 :

$$q_s(z) = \left. \begin{array}{l} 0,04n \frac{P_1(z)}{(1+0,5n)} \left(2 - \frac{P_1(z)}{(1+0,5n)} \right) \text{ si } P_1 \leq 1+0,5n \\ 0,04n \text{ si } P_1 > 1+0,5n \end{array} \right\} \quad (5.3)$$

n : le numéro de la courbe,

P_1 : pression limite en (MPa).

V 2 2 2. Capacité de charges des micro-pieux

La reprise des charges de la partie du bâtiment ayant accusé des tassements (bloc B) se fera par un ensemble de micro-pieux fondés jusqu'à la couche résistante. L'objectif recherché est le transfert de charge en vue de redresser cette partie après la réalisation des micro-pieux. On détermine alors les charges admissibles d'un micro-pieu isolé en utilisant les essais pressiométriques réalisés au voisinage de chaque semelle.

Le choix de la longueur des micro-pieux se fait suivant l'importance des charges à transmettre et la lithologie des couches de sol. Dans notre cas, deux (02) profondeurs sont envisagés en l'occurrence 12,5 et 15 m pour atteindre la couche résistante en pointe de marne dure ainsi amplifier l'effet de frottement.

a) Application de calcul d'un micro-pieu injecté

On va étudier un exemple de calcul pour le pressiomètre SP04 qui est à proximité de la semelle filante SF1 (Figure 40). Le nombre de micro-pieux est déterminé en fonction de l'implantation des pressiomètres par rapport aux semelles filantes concernées.

La pression limite nette équivalente

$$p_{le}^* = \frac{1}{a+3b} \int_{L-a}^{L+3b} p_l(z) dz = \frac{S_{(\Omega)}}{2} \rightarrow \begin{cases} a = \max(0,5\phi; 0,5m) = 0,5m \\ b = \min(h, a) = 0,5m \end{cases} \quad (5.4)$$

$$S_{(\Omega)} = \sum_{i=1}^3 S_i = \left(\frac{(12,174 + 13,14)}{2} \times 0,5 \right) + \left(\frac{(13,14 + 13,27)}{2} \times 1 \right) + \left(\frac{(13,27 + 14,19)}{2} \times 0,5 \right) = 26,4 \text{ bars.m}$$

$$p_{le}^* = \frac{S_{\Omega}}{2} = 13,2 \text{ bars} = \boxed{1320 \text{ kPa}}$$

- L'effort limite en pointe Q_{pu}

$$Q_{pu} = K_p p_{le}^* \frac{\pi \phi^2}{4} = 1,4 \times 1320 \times \frac{\pi \times 0,15^2}{4} = \boxed{32,64 \text{ kN}}$$

- **La contrainte de frottement latéral q_{su}**

P_1^* moyenne = 0,71 MPa (15m de profondeur)

$n = 2$ (catégorie du sol argiles et limons Q2)

$$P_1^* = 0,71 \text{ MPa} \leq 1 + 0,5n = 2$$

$$\text{Donc : } q_s(15) = 0,04 \times 2 \frac{0,719}{(1 + 0,5 \times 2)} \left(2 - \frac{0,719}{(1 + 0,5 \times 2)} \right) = 0,047 \text{ MPa}$$

$q_s = 0,045 \text{ MPa}$ (à partir de la courbe q_s en fonction de P_1^*)

- **La charge reprise par le frottement latéral Q_{su}**

$$Q_{su} = \pi \phi L \alpha_{sol} q_{su} = \pi \times 0,15 \times 15 \times 2,7 \times 0,047 \times 1000 = \boxed{896,54 \text{ kN}}$$

- **La charge de fluage Q_c**

On a un pieu refoulant le sol $Q_c = 0,7Q_{pu} + 0,7Q_{su} = 0,7 \times 32,64 + 0,7 \times 896,54 = 650,43 \text{ kN}$

- **La charge de rupture Q_u**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 32,64 + 896,54 = 929,18 \text{ kN}$$

- **La charge à ELU et ELS**

$$\text{ELU : } \bar{Q}_a^{\text{ELU}} = \frac{Q_u}{1,4} = 663,7 \text{ kN} \quad ; \quad \text{ELS : } \bar{Q}_a^{\text{ELS}} = \frac{Q_c}{1,4} = 464,59 \text{ kN}$$

$$n_{\text{pieu}} \geq \frac{\sum_{i=1}^5 N_i}{Q_a} \rightarrow \begin{cases} \text{ELS : } n_{\text{pieu}}^{\text{ELS}} \geq \frac{11922,294}{464,59} = 25,66 \text{ ; soit : 26 unités} \\ \text{ELU : } n_{\text{pieu}}^{\text{ELU}} \geq \frac{16268,77}{663,7} = 24,51 \text{ ; soit : 25 unités} \end{cases}$$

Avec :

- N_i : efforts normaux qui reviennent aux semelles (S1, S2, ..., S5) de la partie affecté (bloc B) voir (Tableau 24) et (Figure 39).
- n_{pieu} : nombre de pieux à ELU et/ou à ELS

Remarque

La même méthodologie de calcul est adoptée dans le cas des autres pressiomètres.

Les résultats des calculs du nombre global de pieux (**partie B**) est résumé dans le (Tableau 34). On remarque que l'ELS est dimensionnant.

Tableau 34- Calcul de pieux à l'ELS et l'ELU par la méthode pressiométrique

	L(m)	p_{le}^* (bars)	$p_{i\text{ moy}}^*$ (MPa)	q_{su} (MPa)	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	ELU		ELS	
							\bar{Q}_a (kN)	n_{pieu}	\bar{Q}_a (kN)	n_{pieu}
SP4	15,0	13,2	0,71	0,047	32,64	896,54	663,7	25	464,59	26
SP5	12,5	14,86	1	0,06	36,75	953,78	707,5	23	490	25
SP6	12,5	13,1	0,94	0,057	32,4	906,09	670,3	25	464,6	26
SP7	12,5	13,4	1	0,06	33,164	953,78	705	23	488,7	25

Pour permettre la mise en œuvre des micro-pieux selon les efforts transmis par chaque semelle filante, les calculs (Tableau 35) dénotent le nombre de MP nécessaires pour chacune.

Tableau 35- Répartition des micro-pieux par semelle filante

Pressiomètres	Semelles	ELS			ELU			Nombre MP retenu
		N_t (kN)	\bar{Q}_a (kN)	n_{pieu}	N_t (kN)	\bar{Q}_a (kN)	n_{pieu}	
SP5	SF1	2224,57	490	4,54	3030,1	707,5	4,28	6
SP4	SF2	3039,79	464,59	6,54	4152,4	663,7	6,25	8
SP4	SF3	2813,89	464,59	6,06	3843,3	663,7	5,79	8
SP4	SF4	1913,16	464,59	4,11	2605,1	663,7	3,92	6
SP7	SF5	1930,87	488,7	3,95	2637,8	705	3,74	4

La (Figure 49) illustre la répartition en plan des micro-pieux sur la partie B ayant accusée des tassements différentiels. Le nombre total de micro-pieux requis est de 32.

Après la mise en œuvre des ces inclusions rigides, on procède comme suit :

- Déblaiement en sous œuvre pour construire des massifs de réaction (Figure 48) ;
- Mise en place d'une surveillance topographique sur les façades ;
- Après maturation des bétons ($t > 28$ j), on procède à la remise à niveau (soulèvement) par verinage de la partie B jusqu'à élimination des tassements différentiels,
- Mise en place des appuis de calage et injection de coulis dans les vides

L'opération précitée nécessite l'intervention d'une entreprise hautement qualifiée après étude d'un plan qualité hygiène et sécurité (HSE).

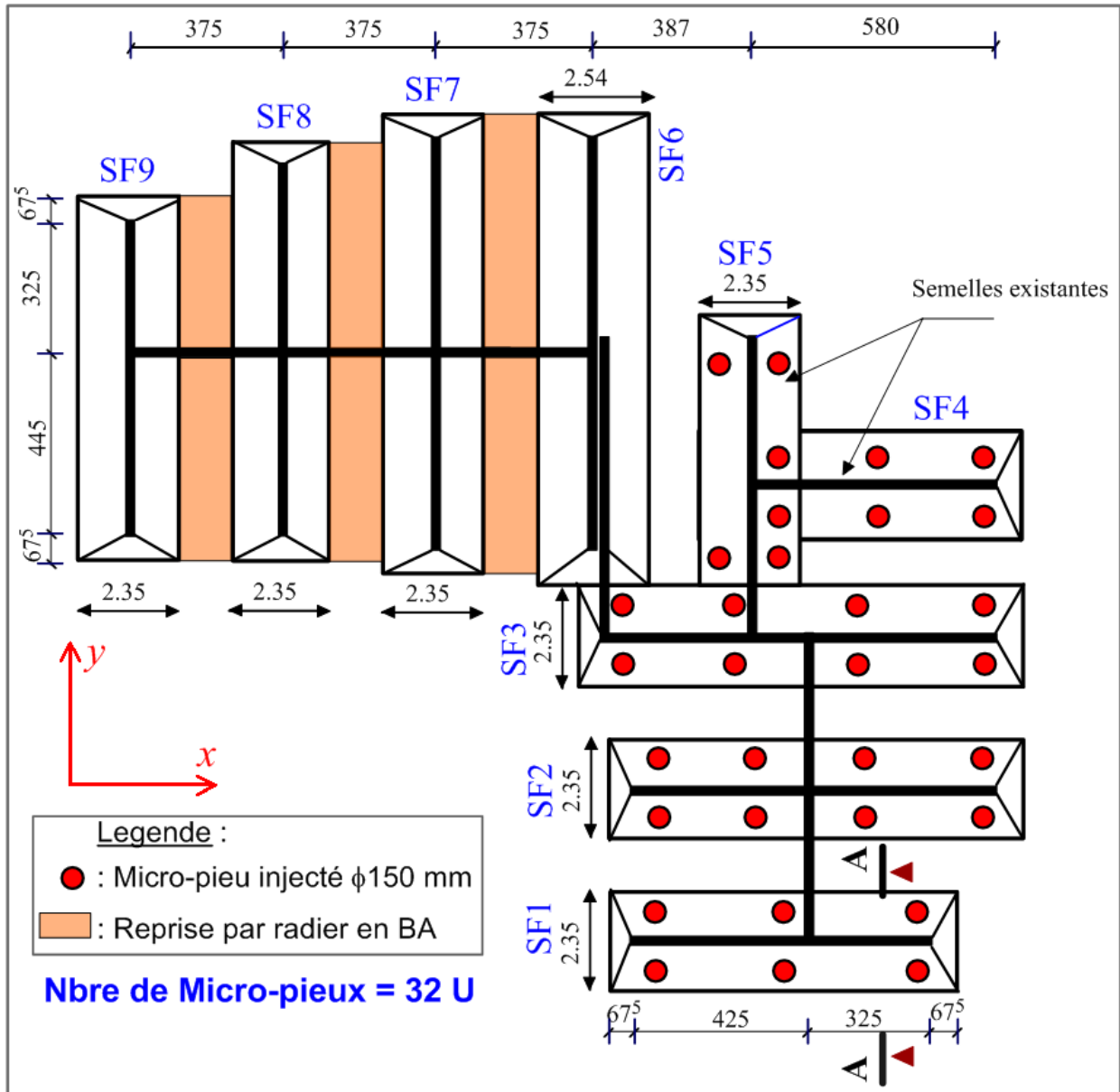


Figure 49- Plan de répartition des micro-pieux (reprises-en sous œuvre)

V 2 3. Injection avec transformation en radier

Du fait que certaines conditions de stabilité des fondations ne sont pas vérifiées à savoir :

- Critère de portance non vérifié pour une semelle (voir chapitre 4),
- Tassements différentiels excessifs, ce qui avait conduit à l'inclinaison des planchers,
- Modification des propriétés mécanique du sol du fait venues d'eau.

Nous proposons la transformation des semelles filantes en radier général (Figure 50), ce qui conduira à la diminution de la contrainte de service q_{ref} ELS à 92 kPa environs et de procéder ensuite à une injection contrôlée (volume et pression) de coulis de ciment spécial sous radier après confinement latéral pour pallier aux risques de fuites du coulis.

Un système strict de surveillance topographique permettra de suivre rigoureusement l'amplitude de soulèvement jusqu'à l'annulation des tassements différentiels (remise à niveau initial).

On calcul la contrainte de référence pour le cas d'un radier général (transformation des semelles filantes en un radier général)

$$q_{\text{ref}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \quad ; \quad N_{\text{ser}} = \sum_{i=1}^9 N_i + \Delta N_{\text{ser}} \quad ; \quad S_{\text{rad}} = \sum_{i=1}^9 S_{\text{SF}} + \Delta S_{\text{débord}}$$

q_{ref} : La contrainte de référence,

N_i : Efforts normal total qui revient aux semelles filantes à ELS voir (Tableau 24),

S_{rad} : surface du radier général (semelles filantes + débords),

ΔN_{ser} : poids du débord entre les fondations.

Application de la méthode

$$N_{\text{ser}} = \sum_{i=1}^9 N_i + \Delta N_{\text{ser}} = 25045,07 + 1266,3 = 26311,37 \text{ kN}$$

$$S_{\text{rad}} = \sum_{i=1}^9 S_{\text{SF}} + \Delta S_{\text{débord}} = 202,85 + 84,42 = 287,27 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{26311,37}{287,27} = 91,6 \text{ kPa} \approx 0,92 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1,30 \text{ bars}$$

L'injection d'un coulis de ciment à plus de **1 bars de pression** permettra le soulèvement de la partie B jusqu'à l'annulation des tassements

L'application de cette technique dans notre cas consiste à respecter le phasage suivant :

- Augmentation de la surface de reprise des charges en fondation par la création d'un radier général en rallongeant les débords des semelles,
- Vérification de la contrainte de service q_{ref} (ELS) du radier,
- Confinement périphérique du bâtiment pour bien cerner l'écoulement des injections,
- Après durcissement du béton (> 28 j), on procède à l'injection contrôlée (volume et pression afin d'anéantir les tassements différentiels de la partie affaissée (bloc B). Cette opération devra être accompagnée d'un nivellement topographique précis pour suivre les niveaux de soulèvement.

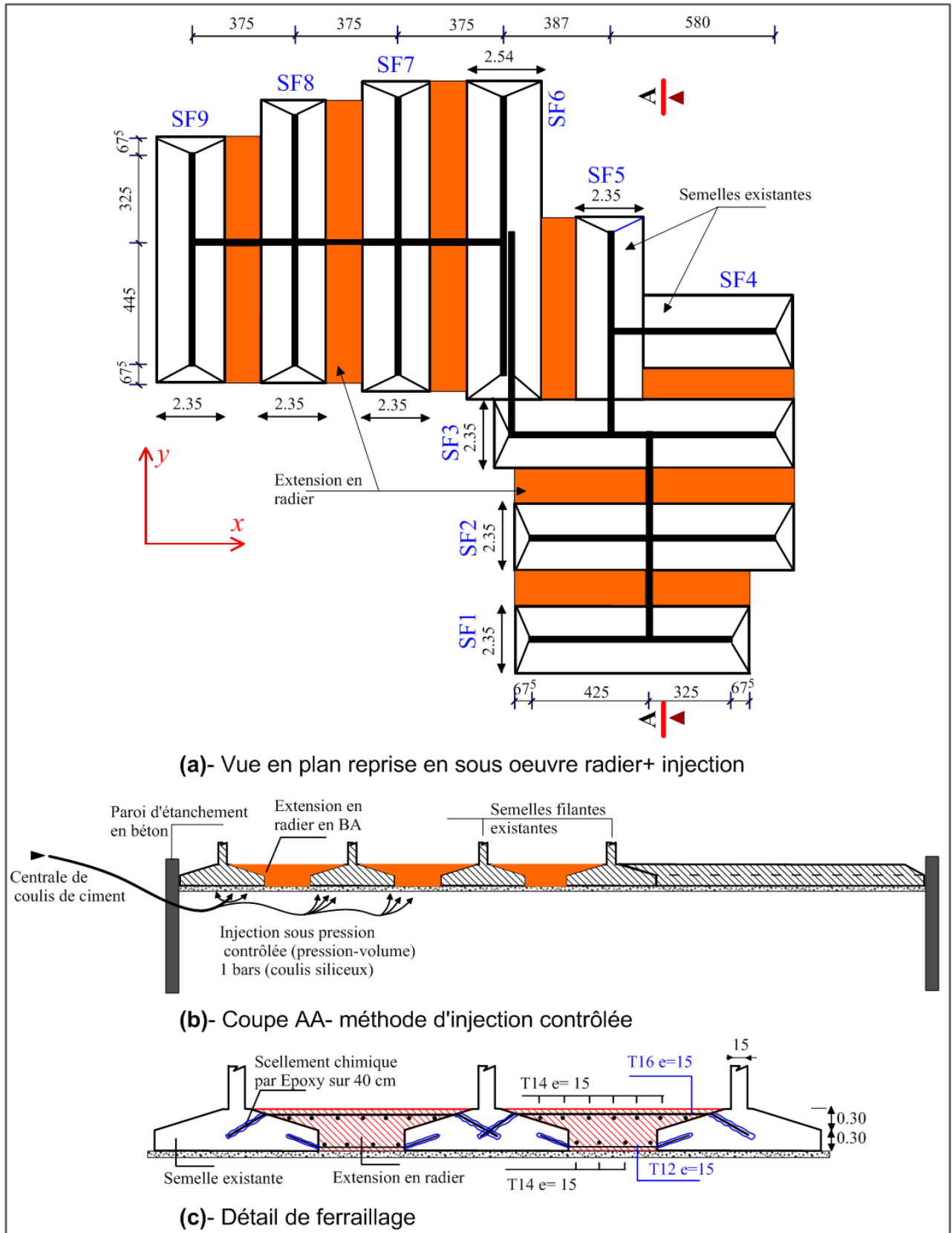


Figure 50- Schéma du radier général

V 3. Conclusion

Dans le cas de la solution micro-pieux, la difficulté réside dans l'opération de verinage pour le soulèvement mécanique du bâtiment. Cela nécessite une entreprise hautement qualifiée. En outre, des calculs minutieux sur la redistribution des contraintes entre le sol et fondations devront être menés par des modèles non linaires.

L'avantage des micro-pieux réside dans la souplesse de leur réalisation par des moyens Algériens. Néanmoins, cela nécessitera une certaine expérience dans le verinage ainsi que le dimensionnement des leurs puissance (capacité des vérins).

Conclusion générale

A l'issue de ce projet de fin d'étude, nous concluons la nécessité de maîtrise par l'ingénieur civil des outils d'analyse et de conception des fondations pour éviter les problèmes d'instabilité difficilement surmontable.

D'après la revue bibliographique, la majeure partie des problèmes de fondations survient à la suite d'insuffisance d'études de sols conduisant à un choix inapproprié. Une erreur dans l'appréciation de la portance des fondations ou du tassement prévisionnel conduit à des problèmes d'instabilité de forme et des travaux spéciaux de reprise en sous œuvre très onéreux et requérant l'intervention de spécialistes et d'entreprises hautement qualifiées.

Notre travail nous a permis d'ouvrir l'éventail de nos connaissances dans le domaine de la géotechnique et de la pathologie des ouvrages, expertise et diagnostic du sol et fondations, l'évaluation de fiabilité et la recherche d'une solution de confortement. Notre étude montre l'intérêt d'effectuer une prévision de tassement en utilisant plusieurs approches.

Le travail que nous avons mené au niveau de l'analyse d'un problème de tassement ayant affecté un bâtiment d'habitation occupé nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Bien concevoir les fondations notamment dans le cas d'un sol hétérogène,
- Assurer un bon drainage des eaux souterraines et dévier leurs venues au niveau des fondations. Assurer des travaux de rénovation en cas de défektivité des réseaux d'assainissement et de drainage,
- De bien respecter les consignes émises dans les rapports géotechniques.

Concernant l'analyse numérique effectuée par les logiciels Robot et Plaxis 2020, on conclue que les tassements différentiels engendrent des effets parasites importants malgré la rigidité élevée de la structure en voiles porteurs. Nous avons déduit que l'augmentation des efforts internes au niveau des voiles augmente dans un rapport de 2.5 à 5 fois, ce qui peut impacter la résistance et la stabilité des éléments de structure. Au niveau des planchers en dalle pleine, l'analyse numérique a révélé que le ferrailage mis en œuvre est insuffisant.

Nous avons proposé une reprise en sous œuvre par 32 micro-pieux avec insertion de massifs de réaction et d'un dispositif de verinage pour le redressement du bâtiment. Compte tenu du fait que le bâtiment affecté par les tassements fait partie d'un programme de 29 blocs de logements habités, sa démolition risque de perturber la sérénité de cité et de créer un état de psychose et de désagrément parmi les habitants. Par conséquent, le confortement est une solution idoine malgré le surcout relatif à la reprise en sous œuvre des fondations. Cette solution nécessite une entreprise hautement qualifiée avec un redimensionnement de la capacité des vérins.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de toucher à la multidisciplinarité du domaine de génie civil en améliorant nos connaissances dans l'utilisation des outils numériques et la méthodologie de diagnostic et d'expertise.

Nous espérons être à la hauteur des aspirations de nos formateurs le long de notre parcours universitaire. En perspective, ce travail peut être approfondi en utilisant des modèles non linéaires qui tiennent compte des effets de l'endommagement.

Références bibliographiques

- ANSA. (2000).** *Rapport d'étude de sol initial- 9 p.* Wilaya d'Alger.
- ARIA. (2009).** Rupture du barrage de Malpasset le 2 décembre 1959. *Ministère du développement durable-DGPR/SRT/BARPI -N° 29490*, 7.p.
- Ayadat.T. (2015).** Pathologie d'un bâtiment industriel à Saint- Cesair (Quebec) - Algerie équipement.
- Bahar. R et al. (2013).** differential settlements of cylindrical steel storage tanks: case of the marine terminal of bejaia. *seventh international conference on case histories in geotechnical engineering- Chicago (USA)*, p. 12.p.
- Bahar R et Kenai. S. (2002).** Désordres dus à l'infiltration des eaux, Cas de la ville d'El-Affroun- Algérie. *Revue Française de Géotechnique (RFG N°-101)*, 13.p.
- Béchade. A (2014).** *Guide de la pathologie des bâtiments, La pathologie des fondations superficielle- Diagnostic, réparations et prévention (maisons individuelles et bâtiments assimilés).* Paris: CSTB Éditions.
- Bouafia, A. (2006).** *Les essais in-situ dans les projets de fondations.* Alger: office des publications universitaires.
- Bouyahbar et al. (2021).** Pathologie, diagnostic, prévention. *Techniques de l'ingénieur*.
- Roume. C (2008).** Retour d'expérience en matière d'expertise dans le cadre des dossiers "Sécheresse et réhydratation des sols". *Revue française de la géotechnique*, 4.
- Cassan. M (1988).** Les essais in situ en mécanique des sols- Réalisation et interprétation. Eyrolles.
- Combarieu O and al. (2022).** *Réparation et renforcement des fondations- Version 2- Février 2022 (86.p).* France: Syndicat National des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et de renforcement de structures (STRRES).
- Combrieu.O. (2008).** Formules pour le calcul du tassement des sols compressibles par la méthode oedométrique. *Revue française de la géotechnique*, 14.
- Dhouib. A. (2016).** *Géotechnique appliquée aux projets de construction: identification et classification des sols, lois de comportement, paramètres géotechniques et justification des projets de construction.* Paris: Presses des Ponts.
- Engineering, C. (2022).** *Rapport d'expertise d'un bâtiment ayant subi des tassements différentiels- 190.p.* Alger.
- Habib. P (1997).** *Génie Géotechnique : Application de la mécanique des sols et des roches (222.p).* Canada: Ellipses.
- Jacquard. (2008).** Pathologie des fondations superficielles sur sols argileux-Retour d'expérience en Midi-Pyrenées. *Revue Française de Géotechnique (RFG)*, 10.p.
- Jean, D. (2023).** *Pathologies des fondations.* Paris: Techniques de l'ingénieur.

LNHC. (2022). *Rapport d'investigation et d'expertise géotechnique final- 448 p.* Alger.

Olivier, C. (2006). L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, 32.

Philipponnat. G. (1991). Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue française de géotechnique*, 18.

Serratrice J.F. (2008). Retrait et gonflement des sols argileux et des marnes. *Revue Française de Géotechnique (RFG)*, 14.p.

Soukaina Said Alami, P. R. (2017). Méthode d'estimation des tassements des sols fins sous les remblais d'infrastructures ferroviaires pour lignes à grande vitesse. *Revue Française de Géotechnique.*, 11.

Valenti, V. (2003). *Barrage de Malpasset, de sa conception à sa rupture.* Malpasset : LAU.

Documents réglementaires utilisés

- DTR- BC- 2-48- portant Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003,
- DTR- BC. 2-41 portant Code Béton Armé Algérien (CBA93),
- DTR- BC- 2.2- relatif aux charges permanentes et d'exploitation,
- BAEL 91/version 99- Béton armé aux états limites.
- DTR-BC- 2.33-1 Règles de calcul des fondations superficielles

