

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



جامعة 8 ماي 1945 قالمة
UNIVERSITE 8 MAI 1945 GUELMA

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE 8 MAI 1945 DE GUELMA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE : GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE

POLYCOPIE

Pathologie des ouvrages géotechniques

(Ce polycopié est destiné aux étudiants en Master II, Filière : Génie Civil,
Spécialité : Géotechnique)

PRESENTE PAR

M^{me} ROUAIGUIA Assia Née AIDOU

(Maître de Conférences A)



ANNEE 2023

Semestre: 3

Unité d'enseignement: UED 2.1

Matière: Pathologie des ouvrages géotechniques

VHS: 22h30 (Cours: 1h30)

Crédits: 1

Coefficient: 1

Objectifs de l'enseignement:

Ce cours a pour objet de présenter à l'étudiant les principaux cas pathologiques liés aux ouvrages géotechniques, les techniques de leur diagnostic et les moyens de réparation possibles.

Connaissances préalables recommandées:

Contenu de la matière:

Il traite des points suivants :

- Analyse des causes de désordres (erreurs d'exécution, instabilité du site, défaut de structures, modification des caractéristiques du sol de fondation, modification de l'environnement).
- Causes liées aux structures (matériaux constitutifs, sous-dimensionnement, faute d'exécution)
- Causes liées aux sols problématiques (sols expansifs, sols effondrables et sols liquéfiables).
- Pathologies des fondations superficielles et profondes.
- Pathologie des ouvrages de soutènement.
- Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés.

Mode d'évaluation:

Examen: 100%

Références bibliographiques:

1. *M. Lor. Pathologie, diagnostic, prévention et maintenance des structures (C7100 V1). Ed. Techniques de l'ingénieur.*
2. *J. Delefosse. Pathologies du béton armé - Actions physico-chimiques, cas particuliers et ouvrages spécifiques (C6200 V2). Ed. Techniques de l'ingénieur.*

AVANT-PROPOS

L'acte de construire est universel, il dépasse le cadre des pays et des époques et s'adapte aux besoins spécifiques des populations en fonction de leurs modes de vie et de leurs ressources.

Il consiste en effet à assembler des matériaux de nature différentes, destinés à cohabiter dans un même environnement, afin d'abriter les hommes. Ces matériaux réagiront sur l'environnement, et les uns sur les autres, Afin d'y loger des personnes. Ces matériaux vont interagir avec l'environnement et entre eux. En plus d'autres facteurs qui peuvent provoquer des pathologies, dont la plupart sont graves, même après une période qui conduit à des résultats catastrophiques, et parmi ces facteurs : le terrain, les matériaux de construction, le facteur humain spécialisé avant le non-spécialiste, et d'autres. C'est dans ce contexte, et même plus en profondeur, que s'inscrit ce polycopié afin de faciliter l'exploration de ce domaine par les étudiants et d'essayer d'en prendre soin dans leur parcours professionnel. Ce sont des responsables et futurs professionnels de la construction.

Le présent polycopié est constitué des cours du premier semestre du programme LMD de l'Unité Découverte enregistré sous le Code : UED 2.1, et choisi par l'équipe de formation sous le titre : Pathologie des Ouvrages Géotechniques, enseignée de 2020 à 2023 aux étudiants du deuxième année Master Géotechnique au sein du département de Génie Civil & Hydraulique de l'Université 8 Mai 1945 de Guelma. Donc, c'est le fruit de quatre années d'enseignement. Ce cours est consacré à la découverte du domaine des pathologies des ouvrages géotechniques, pour tout ce qui concerne les diverses causes des pathologies, les pathologies liées exactement aux ouvrages géotechniques, et les moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés. Nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour mieux comprendre cette unité. Le cours est enrichi par de nombreuses images de la plupart des pathologies qu'il peut rencontrer dans sa carrière.

Le polycopié se limite à six chapitres comme il est indiqué au syllabus du parcours master géotechnique. Enfin, nous souhaitons que le lecteur profite largement de ce présent polycopié, en espérant qu'il sera bien satisfait.

Sommaire

Syllabus	
Avant-propos	
Sommaire	
Notations et Abréviations	
Introduction	

Chapitre I : Analyse des causes de désordres

I.1 Introduction	01
I.2 Terminologie et généralités sur la pathologie	01
I.3 Causes de désordre externes	02
I.3.1 Réparation et/ou renforcement	03
I.3.2 Examen des causes pouvant amener à penser réparation ou renforcement	03
I.3.2.1 Cas des réparations	03
I.3.2.2 Cas des renforcements	08
I.4 Causes de dégradations internes (endogènes)	09
I.4.1 Réaction alcali-granulat	09
I.4.2 La réaction sulfatique interne	12
I.4.3 Gel-dégel	13
I.5 Causes de dégradations par des agents extérieurs (exogènes)	14
I.5.1 La pathologie principale du béton armé est la corrosion des armatures.	14
I.5.1.1 Mécanisme de la corrosion des armatures	14
I.5.1.2 La pathologie accidentelle due à la carbonatation du béton	15

Chapitre II : Causes liées aux structures

II.1 Introduction	18
II.2 Les facteurs de dégradation du béton	18
II.2.1 Les principaux facteurs de dégradation du béton	19
II.2.1.1 Les altérations mécaniques	20
II.2.1.2 Les altérations physiques	21
II.2.1.3 Les altérations hygrothermiques	21
II.3 Symptômes et manifestations de la dégradation dans le sens technique	22
II.4 Causes dues aux fautes d'exécution	25
II.4.1 Défauts de bétonnage	25
II.4.1.1 Une composition de béton non convenable	25
II.4.1.2 L'excès d'eau de gâchage	25
II.4.1.3 L'utilisation d'un ciment inadéquat	26
II.4.1.4 L'utilisation de sacs de ciment de poids inférieur à 50 kg	27
II.4.1.5 La mise en place du béton sans vibration ou avec vibration imparfaite	27
II.4.1.6 Le bétonnage dans des conditions de température très sévères	28
II.4.1.7 La cure du béton	28
II.4.1.8 Mauvaise reprise de bétonnage	28
II.4.2 Erreurs de ferrailage	29
II.4.2.1 Disposition défectueuse des armatures	29
II.4.2.2 Absence d'armatures de peau	29
II.4.2.3 Diamètre d'armature non convenable	30
II.4.2.4 Nuance d'armature non convenable	30
II.4.2.5 Longueur de recouvrement insuffisante	30
II.4.2.6 Absence ou insuffisance d'armatures transversales	30
II.4.2.7 Coudage des armatures en attente	31
II.4.2.8 Enrobage des armatures insuffisant	31
II.4.3 Mauvaise condition de conservation des matériaux de construction	31
II.4.3.1 Cas du ciment	31
II.4.3.2 Cas des armatures	32

II.4.4 Erreurs dans les opérations de coffrage	32
II.4.4.1 Défauts d'étaisements	32
II.4.4.2 Déplacement des coffrages	33
II.4.5 Erreurs dans les opérations de décoffrage	33
II.4.6 Surdimensionnement des pièces en béton armé	34
II.4.7 Le non-respect des plans d'exécution	34

Chapitre III : Causes liées aux sols problématiques

III.1 Introduction	35
III.2 Les risques liés au sol	35
III.2.1 Mouvements de terrain	35
III.2.1.1 Les différentes typologies du mouvement de terrain	36
III.2.1.1.1 Retrait et gonflement des argiles	36
III.2.1.1.2 Les glissements de terrain	37
III.2.1.1.3 Les effondrements de cavités souterraines	38
III.2.1.1.4 Les tassements et les affaissements	42
III.2.1.1.5 Les écroulements et les chutes de blocs	43
III.2.1.1.6 Les coulées boueuses	44
III.2.1.1.7 Les laves torrentielles	44
III.2.2 Le séisme	45
III.2.2.1 Liquéfaction du sol	45
III.2.3 L'érosion côtière	49
III.2.3.1 Les causes principales de l'érosion	49
III.2.3.2 Conséquences de l'érosion	50

Chapitre IV : Pathologies des fondations superficielles et profondes

IV.1 Introduction	52
IV.2 Tassement du sol	52
IV.2.1 Tassement différentiel	52
IV.2.1.1 Le sol et la conception en cause	53
IV.2.1.1.1 Inégalité des charges supportées par les fondations – Sol homogène	53
IV.2.1.1.2 Hétérogénéité du sol-Fondations différentes	53
IV.2.1.1.3 Décalage des tassements dans le temps	54
IV.2.1.1.4 Déblais réutilisés en remblais- Terrain en pente	55
IV.2.1.1.5 Les remblais récents	55
IV.2.1.1.6 Strates ou remblais d'épaisseur variable ou hétérogènes	57
IV.2.1.1.7 Fondation sur terrain instable	57
IV.2.1.2 La mise en œuvre en cause	58
IV.2.1.3 L'environnement en cause	59
IV.2.1.4 L'eau en cause	61
IV.2.1.5 L'utilisation en cause	65
IV.3 Quelques cas réels	65
IV.3.1 La pathologie lors de la viabilisation du terrain par le lotisseur	65
IV.3.2 La pathologie avant la construction	66
IV.3.3 La pathologie au cours du chantier	69
IV.3.4 La pathologie après la réception	69
IV.3.5 Les sinistres de deuxième génération	70

Chapitre V : Pathologie des ouvrages de soutènement

V.1 Introduction	72
V.2 Généralités	72
V.3 Pathologies des murs de soutènement	72
V.3.1 Différentes causes de pathologie	72
V.3.1.1 Absence d'étude	73

V.3.1.2 Fautes de conception	75
V.3.1.3 Fautes de calcul	76
V.3.1.4 Modification des données	78
V.3.1.5 Défaut ou absence de drainage	79
V.3.1.6 Défauts d'exécution des murs de soutènement	80
V.3.1.6.1 Fouille trop raide et qui s'éboule ou ouverte sur un trop long linéaire ou trop longtemps	80
V.3.1.6.2 Remblaiement prématuré	80
V.3.1.6.3 Compactage excessif du remblai	81
V.3.1.6.4 Chocs d'engins ou de matériel	81
V.3.1.6.5 Ferrailage mis à l'envers	82
V.3.1.6.6 Mauvais compactage de l'assise	83
V.3.1.6.7 Géotextile drainant mis à l'envers	83
V.3.1.6.8 Barbacanes non connectées au dispositif drainant	84
V.3.1.6.9 Absence de joints de dilatation	84
V.3.1.6.10 Absence de chaînage ou d'encastrement dans les agglos	85
V.3.1.7 Défauts d'entretien et d'exploitation	85
V.3.1.8 Causes diverses	87
V.4 Pathologies des rideaux de palplanches métalliques	87
V.4.1 Origine des défauts et désordres	87
V.4.1.1 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage	87
V.4.1.2 Mauvaise exécution	89
V.4.1.3 Exploitation, environnement et autres agressions physico-chimiques	89
V.4.1.4 Défaut d'entretien	90
V.4.2 Corrosion des palplanches	90
V.5 Pathologies des Géosynthétiques de renforcement	91

Chapitre VI : Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés

VI.1 Introduction	94
VI.2 Les moyens et les étapes de prévention des ouvrages	94
VI.2.1 La surveillance des ouvrages	94
VI.2.2 Analyse des observations	94
VI.2.3 Les étapes d'un diagnostic	95
VI.2.3.1. Pré-diagnostic	95
VI.2.3.2. Diagnostic détaillé	96
VI.2.3.3. Diagnostic-Pronostic	97
VI.3 Les types de la prévention et de réparation des ouvrages	97
VI.3.1 la prévention des risques	97
VI.3.2 La prévention dans la conception	98
VI.3.2.1 Vigilance et rigueur sur la gravité du vice de conception	98
VI.3.2.2 Faire contrôler les calculs	98
VI.3.2.3 Des prescriptions de qualité et de performances certifiées	98
VI.3.3 La prévention dans la réalisation	98
VI.3.3.1 Vigilance et rigueur sur la gravité du vice d'exécution	98
VI.3.3.2 Faire contrôler la qualification certifiée des exécutants	98
VI.3.3.3 Faire contrôler la conformité des travaux	98
VI.3.4 La prévention dans l'utilisation	99
VI.3.4.1 Informer le gestionnaire sur les conditions d'utilisation	99
VI.3.4.2 Vigilance sur les modifications de l'environnement proche	99
VI.3.5 Le suivi d'entretien et de maintenance	99
VI.3.5.1 Recourir au diagnostic équilibré et qualifié	99
VI.3.5.2 Appréhender l'évolution des désordres / solidité	99
VI.3.5.3 Tirer les enseignements des pathologies	99
VI.3.5.4 L'entretien du bon état de conservation	99
VI.3.5.5 Programmer les opérations de maintenance	100

VI.4 Règles de base pour éviter les sinistres (Murs de soutènement)	100
VI.4.1 Au démarrage de l'opération	100
VI.4.2 Au stade de la conception	100
VI.4.3 Au stade de la réalisation	100
VI.4.4 Après la réalisation	101
VI.5 Réparation des ouvrages endommagés	101
VI.5.1 Réparation au niveau du béton et béton armé	102
VI.5.1.1 Les techniques d'investigation et les méthodes de quantification de la carbonatation	102
VI.5.1.1.1 Mesure de la carbonatation de façon simple	102
VI.5.1.1.2 Prélèvement par carottage pour examen au laboratoire	102
VI.5.1.1.3 Analyse Thermogravimétrique	103
VI.5.1.2 Les méthodes de réparation du béton /béton armé dégradé par la carbonatation	103
VI.5.1.3 Le diagnostic et la réparation du béton / béton armé dégradé par la corrosion	105
VI.5.1.3.1 Le diagnostic des phénomènes	105
VI.5.1.3.2 Nature des contrôles réalisés	105
VI.5.1.3.3 Contrôles sur béton	107
VI.5.1.3.4 Analyses en laboratoire	107
VI.5.1.3.5 Méthodologies de réparation	108
VI.5.1.3.6 Protection Cathodique	108
VI.5.2 Traitement des problèmes due à l'instabilité du sol	109
VI.5.2.1 Cavités souterraines sur bâti	109
VI.5.2.1.1 Réduction de l'aléa	109
VI.5.2.1.2 Réduction de la vulnérabilité	112
VI.5.2.1.3 Surveillance	113
VI.5.2.2 Retrait – Gonflement	114
VI.5.2.3 Les mesures de prévention des ouvrages géotechniques	115
VI.5.2.4 Les techniques de réparation des ouvrages géotechniques	118
VI.5.2.4.1 Fouilles blindées	118
VI.5.2.4.2 Gunitage	119
VI.5.2.4.3 Cloutage	119
VI.5.2.4.4 Colonnes ballastées	120
VI.5.2.4.5 Injections	120
VI.5.2.4.6 Micropieux	121
VI.5.2.4.7 Parois berlinoises	121
VI.5.2.4.8 Pieux sécants	122
VI.5.2.4.9 Tirants d'ancrage	122
VI.5.2.4.10 VHP-grouting / Jetgrouting	123
Listes des Figures et Tableaux	
Références bibliographiques	

NOTATIONS et ABREVIATIONS

BTP: Bureau des Travaux Publics

RAG : Réaction Alkali-Granulat

SO₃ : Le trioxyde de soufre

Al₂O₃ : L'oxyde d'aluminium

C₃A : Aluminate

Na : Sodium

CO₂ : Le dioxyde de carbone

Ca(OH)₂: la portlandite

E/C : Le rapport Eau/Ciment

O₂ : La molécule de l'oxygène

H₂O : La molécule d'eau

Fe₂O₃CaO: Pellicule protectrice de passivation.

H/B : Epaisseur de la couche résistante / Largeur de la semelle.

'e_r' : Tassement différentiel

'e_a' : Tassement différentiel absolu

'α': Déflexion angulaire

e : épaisseur du matériau [m]

D.T.U : Document Technique Unifié

γ : Densité du sol

c : Coefficient du frottement

φ: Angle de frottement [°]

ACI : Guide for Evaluation of Concrete Structures.

SPS : Sécurité et Protection de la Santé

VRD : Voies et Réseaux Dévers

MEB : Microscopie Electronique à Balayage

Rc: Résistance à la compression [MPa]

INTRODUCTION

« Il n'y a rien de plus instructif qu'une expérience ratée »

Eugene Freyssinet

En construisant, l'homme fait intervenir les lois de la nature à son profil. C'est tout au moins ce qu'il cherche, mais il ne les maîtrise pas toujours, soit qu'il ait sous-estimé l'importance de certaines d'entre elles, soit qu'il les ait totalement oubliées ou ignorées. Les matériaux subissent l'environnement : les actions mécaniques de la pesanteur et du vent, les actions hygrothermiques et chimiques de l'air environnant ainsi que des matières agressives.

Toutes les caractéristiques et avantages que nous tenons à apporter dans la conception et la réalisation des constructions des ouvrages de génie civil sont inutiles si nous ne pouvons pas garantir la pérennité de ces ouvrages, celle-ci étant considérée comme l'une des bases pour assurer la sécurité et la longévité. Il déstabilise la durabilité de tout ouvrages entraînant des dommages pouvant s'étendre au ouvrage lui-même et pouvant dépasser les résultats désastreux affectant les humains et les autres créatures. Ce qu'il faut dire, c'est que même les opérations de réparation, même si elles sont réalisables, ne peuvent pas remettre l'ouvrage dans son état antérieur d'une part, et son coût peut dépasser la valeur de l'ouvrage lui-même. Par conséquent, nous devons éviter la détérioration de la durabilité des ouvrages de quelque manière que ce soit sans recourir à des réparations.

Dans ce contexte, chaque responsable de ces ouvrages doit surveiller tout signe évoquant l'émergence de pathologies, assurer un diagnostic précoce de la maladie et tenter de trouver un traitement rapide et bénéfique au moment opportun. Avec une telle vigilance, nous pouvons assurer la stabilité de l'ouvrage. Et une fois la maladie diagnostiquée tôt, ses causes et même ses conséquences, on peut limiter sa propagation. Il faut donc agir vite en élaborant un plan d'action rapide pour sa réhabilitation afin de lui redonner ses propriétés physiques et mécaniques initiales. Ou même protéger la structure par d'autres moyens ou avec des techniques différentes, qui peuvent être une panacée ou un sédatif temporaire pour donner à la recherche et à l'étude la puissance de trouver le traitement approprié sans aggraver la situation.

Dans cette optique, ce projet support pédagogique, destiné aux étudiants de profil géotechnique, est organisé en six chapitres, dans le premier chapitre on présentera quelques terminologie et généralités sur la pathologie, ainsi que les différentes causes de désordre externes et internes.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des différentes causes liées aux structures, notamment les principaux facteurs de dégradation du béton. En se basant surtout en particulier sur l'autonomisation des étudiants pour qu'il puisse faire des lectures et de connaître les symptômes et les manifestations de la dégradation dans le sens technique. Cela facilite la compréhension des considérations théoriques et pratiques. Aussi, le but est de familiariser l'étudiant peu à peu avec ces pathologies coexistant naturellement et pratiquement dans notre vie quotidienne.

Le troisième chapitre est réservé à l'étude des causes liées aux sols problématiques de manière générale en présentant les différents types des risques liés au sol commençant par les mouvements des terres et le séisme sans oublier l'érosion côtière.

INTRODUCTION

Le quatrième chapitre est consacré à présenter les pathologies des fondations superficielles et profondes. En se basant surtout aux différentes causes, le sol et l'eau ainsi que l'environnement et sans oublier la conception, la mise en œuvre et l'utilisation tout ça en causes des pathologies.

Le cinquième chapitre constitue un aperçu sur la pathologie des ouvrages de soutènement, en commençant par des généralités, notre choix c'est porté sur l'ouvrage de soutènement le plus utilisé qui est le mur de soutènement. Alors en a essayé de présenter ces différentes pathologies, ainsi que les règles de base pour éviter ces sinistres. Pour cela, on a présenté ces règles commençant de l'étape de démarrage des travaux et arrivant à la dernière étape qui est la réception de l'ouvrage.

Le sixième chapitre et le dernier est un aperçu sur les moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés, en présentant les types de prévention des ouvrages et ces étapes. Pour terminer avec quels cas de prévention et de méthodes de réparation.

Chapitre I : Analyse des causes de désordres

1.1 Introduction

Dans toutes les études d'ouvrages en génie civil, les codes et règlements de calcul offrent un coefficient de sécurité important allant dans le sens de la sécurité. Il en résulte théoriquement que l'effondrement d'un ouvrage est un phénomène rare. Tout ouvrage bien conçu, doit alors supporter, sans faiblir, les charges auxquelles il est soumis. Pourtant, de nombreux ouvrages, ne manquent pas de poser le problème de sinistralité. Les mêmes problèmes réapparaissent régulièrement dans des ouvrages comparables placés dans des conditions semblables. Ceci donne à penser que la sinistralité résulte de l'emploi involontaire mais répété de dispositifs de construction inappropriés, de méthodes de conception ou d'exécution mal adaptés ou des deux à la fois ou autres.

1.2 Terminologie et généralités sur la pathologie

- La **géotechnique** : est l'étude des sols (au sens mécanique du terme, par opposition à roche) en relation directe avec la construction d'ouvrages. Elle traite de l'interaction sol / structures, et fait appel à des bases de géologie, de mécanique des sols, de mécanique des roches et de structures. (En parallèle à la mécanique des sols qui traite des matériaux meubles, la mécanique des roches traite des matériaux rigides, et les géo-matériaux cimentés traitent d'une catégorie de matériaux intermédiaires entre les sols et les roches).
- **Les ouvrages géotechniques** : Si la géotechnique est souvent résumée aux "fondations", les ouvrages géotechniques sont en fait bien plus variés que ce simple vocable, chacun comportant ses propres problématiques tel que : les fondations superficielles ; les fondations sur radiers ; les fondations sur pieux ; les murs et autres ouvrages de soutènement retenant du sol ou de l'eau ; les excavations ; les piles et culées de ponts ; certains remblais et terrassements ; les ancrages et autres systèmes de tirants ; les tunnels dans les roches dures non fracturées, sans conditions spéciales d'étanchéité ou autres exigences.....
- **Les études géotechniques** : ont pour principal objet les études de sol pour la construction d'ouvrages (pavillons, immeubles, voiries, ouvrages d'art...), et notamment la définition des fondations, mais aussi dans le cadre de diagnostics pour des ouvrages sinistrés. Elles traitent également des phénomènes de mouvement de sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique.
- **Pathologie** :
 - *Du dictionnaire* : Le mot pathologie vient du grec "**pathos**": ce qu'on éprouve, **souffrance** et "**logos**": discours, **traité**.
 - *En médecine*, la pathologie est **la science qui a pour objet l'étude des maladies**. Un abus de langage relativement récent et populaire consiste à faire du mot « **pathologie** » un synonyme du mot « maladie ».

- **En génie civil** : ce terme est depuis peu utilisé en génie civil. L'étude des désordres et surtout l'étude statistique, systématique et ordonnée des désordres et des sinistres sont en effet, relativement récentes.
- Un **désordre** : est un défaut constaté sur un élément d'ouvrage d'une construction. Il peut s'agir d'un défaut esthétique, d'une anomalie de fonctionnement d'un équipement ou de défauts affectant les structures. On peut dire aussi : Altération, perturbation, trouble, dérèglement, vice...
- **Vice** : La définition de ce mot est plus proche de : défaut, imperfection grave, défectuosité. Le terme '**vice de construction**' est très usité. Mais, il s'applique surtout aux ouvrages neufs, plus qu'aux ouvrages dégradés par l'usage ou les agents extérieurs.
- **Sinistre** : Désordre important affectant tout ou partie de la construction à la suite d'un accident ou d'une catastrophe naturelle, donnant lieu, quand il est reconnu, à une indemnité et à une déclaration à la compagnie d'assurance concernée.
- **Ruine** : Dans le droit des obligations et de la responsabilité civile, la ruine se dit, en matière d'urbanisme et d'habitation, de tout ou partie d'un immeuble qui risque de s'effondrer et, ce faisant, de causer des dommages à la propriété d'autrui. Cette grave dégradation d'un édifice, d'un mur, d'un immeuble peut conduire à l'écroulement total ou partiel de la construction. Dans le dictionnaire professionnel du BTP c'est : la mise hors service d'un ouvrage par déformation excessive d'une structure sous une sollicitation mécanique. Elle se matérialise par la rupture d'un matériau ou la perte de l'équilibre statique de l'ouvrage. Elle rend ce dernier inapte à son exploitation.
- **Remède** : L'origine de ce mot est médicale. Remèdes, désigne tout ce qui est employé au traitement d'une maladie. Un terme analogue est proposé est celui de « solution ».
- **La prévention des désordres**: La prévention c'est tout ce que l'on peut faire avant qu'un problème n'arrive, pour l'empêcher justement d'arriver. Il s'agit donc d'alerter, d'attirer l'attention, de signaler, d'informer, de sensibiliser, de prévenir. La prévention c'est le contraire de l'improvisation, il s'agit en fait de réfléchir avant d'agir. De repérer les sources d'ennuis, non pour renoncer à l'action mais pour la maîtriser et la réussir ainsi du premier coup.
- **Diagnostic** : Le diagnostic se fonde sur l'étude des symptômes, anomalies de structure ou de fonctionnement, et sur la connaissance des pathologies, pour porter un jugement sur l'état et le fonctionnement de l'ouvrage. Il comporte deux parties:
 - **Le diagnostic positif** qui réunit tous les éléments correspondants en vue de ranger une pathologie dans un cadre défini ;
 - **Le diagnostic différentiel** qui étudie tous les éléments discordants permettant de séparer une pathologie des autres affections avec lesquelles elle pourrait être confondue.
- Le diagnostic s'opère en général en deux étapes:
 - **Le pré -diagnostic** prend place au début de l'opération, au moment des études de faisabilité'. Il doit permettre de dépister les problèmes majeurs que peuvent poser les structures. L'expérience et la compétence de l'intervenant sont déterminantes pour son efficacité', d'autant plus qu'il soit spécialiste;
 - **Le diagnostic approfondi** s'effectue une fois l'opération engagée. Il consiste à rassembler toutes les données techniques nécessaires pour l'établissement du projet ; il peut nécessiter un dégarnissage total, ou partiel, d'éléments de structure afin d'effectuer des sondages spécifiques et pertinents.

1.3 Causes de désordre externes

Les causes de désordre externes des ouvrages géotechniques sont multiples suivants plusieurs facteurs, dans cette partie du chapitre en va les classés suivant le remède demander « réparation et/ou renforcement ».

I.3.1 Réparation et/ou renforcement

Les problèmes de renforcement ou réparation des structures touchent également le domaine des fondations, spéciales ou non. Dans de nombreux cas les problèmes de fondations sont associés aux problèmes de la structure proprement dite, encore qu'ils puissent quelquefois se limiter aux seules fondations, sans atteindre le niveau des superstructures.

Renforcements et réparations sont évidemment des problèmes voisins bien que liés en général à des origines différentes.

- a- **Le renforcement** : est envisagé et exécuté avant que ne se produise un désordre, soit par le changement prévu de la destination d'un ouvrage, soit par la modification programmée des conditions extérieures (travaux au voisinage par exemple).
- b- **La réparation** : quelquefois doublée d'un renforcement, est la conséquence de l'apparition d'un certain nombre de désordres et son but est d'éliminer les causes et les inconvénients.

La notion de confortement fait appel aussi bien à une réparation qu'à un renforcement.

I.3.2 Examen des causes pouvant amener à penser réparation ou renforcement

L'analyse des désordres des fondations et structures d'un ouvrage peut se résumer aux investigations suivantes :

- Inventaire ;
- Causes (étude du dossier technique, conception) ;
- Évolution (mesures par extensomètre et témoins) ;
- Surveillance (analyse des mesures sur une période suffisamment longue).

Nous distinguons dans les lignes qui suivent le cas des réparations et celui des renforcements.

I.3.2.1 Cas des réparations

La réparation est toujours la conséquence de l'apparition d'un désordre apparent ou de l'aggravation d'un désordre, qui jusqu'alors avait pu être considéré comme mineur sinon négligeable.

Les causes de ces désordres sont évidemment multiples mais peuvent se classer en certain nombre de catégories bien distinctes:

a) Erreur sur la connaissance géologique et hydrodynamique des sols

Ce cas est beaucoup plus fréquent qu'on ne le pense, car, pour des raisons d'économie ou même quelquefois de négligence, certains maîtres d'ouvrages ne font faire aucune campagne de reconnaissance sur le site où ils ont choisi de construire. Ils se contentent quelquefois d'une vague coupe de terrain récupéré sur un site éloigné de plusieurs centaines de mètres, quand ce n'est pas de plusieurs kilomètres.

On passera ainsi à côté des éléments suivants très importants pour le projeteur:

- **Variations importantes de la géologie locale** : Les cartes géologiques sont des documents qui reflètent l'état des connaissances et des préoccupations d'une époque (voir figure I.1). Ces connaissances ayant fortement évolué dans les vingt dernières années, les interprétations cartographiques ont été plusieurs fois revues et modifiées.

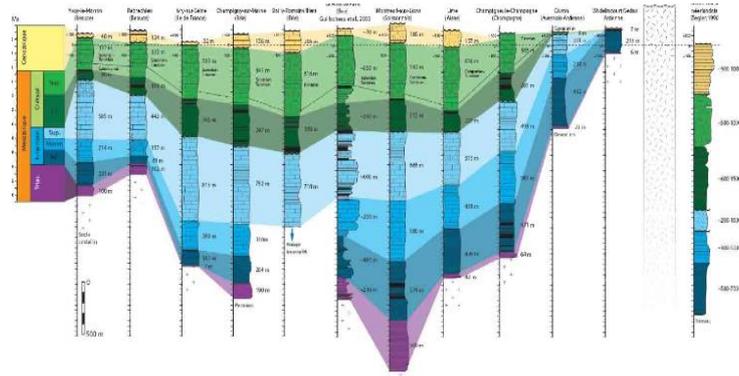


Figure I.1 Variation de l'épaisseur des séries méso-cénozoïques du bassin de Paris.

- **Remontées importantes de la nappe phréatique** ; La remontée du niveau d'une nappe peut être causée par l'augmentation de la recharge naturelle de la nappe (figure I.2):
 - ✓ Par l'accroissement de la pluviométrie efficace (pluie excédentaire durant plusieurs années)
 - ✓ Dans le cas d'une nappe hydrauliquement connectée à un cours d'eau, par l'apport d'eau de surface lors de crues. Le cours d'eau intervient alors comme front d'alimentation par transmission de l'onde des crues (recharge variable en fonction du colmatage du lit et des berges du cours d'eau) ou par drainage de la nappe alluviale (si existante)
 - ✓ Dans le cas d'une nappe captive, et dans une moindre mesure, par les apports de la nappe sus-jacente (débordement de sources en pied de plateau et par drainage verticale)

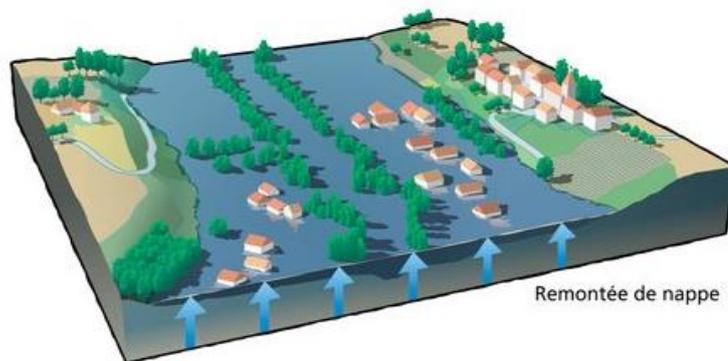


Figure I.2 Remontées importantes de la nappe phréatique (inondation).

- **Existence de vides de dissolutions (gypse), d'une zone karstique, d'anciennes exploitations de carrières plus ou moins remblayées ou de fontis plus ou moins comblés** ; La cavité colmatée est stable tant que le niveau piézométrique varie peu (a). En cas de variation hydrodynamique importante, la modification du gradient peut induire un entrainement des matériaux de remplissage provoquant l'apparition d'un vide franc et la rupture des terrains (b) (figure I.3).

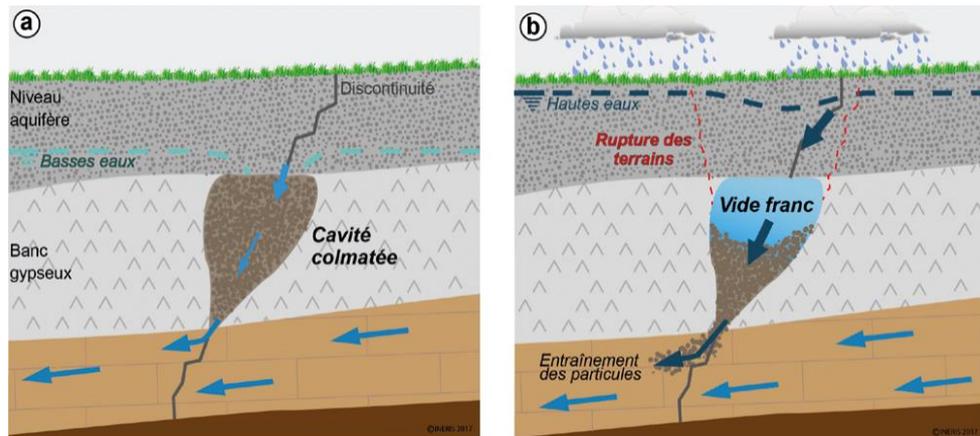


Figure I.3 schéma représentant la déstabilisation d'une cavité de dissolution ancienne.

– **Existence de zones notoirement instables ou de surfaces de glissement de terrain possibles.**

On appelle **glissement de terrain** le déplacement plus ou moins rapide vers le bas et l'extérieur de masse de terre, éventuellement de roches, le long d'une pente (figure I.4). Dans un terrain en pente les forces de frottement et de cohésion limitent les effets de la gravité. Lorsque l'équilibre des forces change, le terrain devient instable.... Les facteurs déclenchant un glissement de terrain:

- **La nature du sol** et du sous-sol : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser.
Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).
- **L'eau** : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.
- **La sécheresse** : Une terre trop sèche peut perdre de sa cohésion, s'effriter et glisser.
- **L'érosion** : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.
- **Les activités humaines** : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entraîner un glissement. De même des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant. La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraîne une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entraîner un glissement de terrain.
- **L'activité sismique** : En zone sismique, une secousse même minime peut faire bouger une pente déjà sensibilisée par d'autres facteurs de fragilisation.

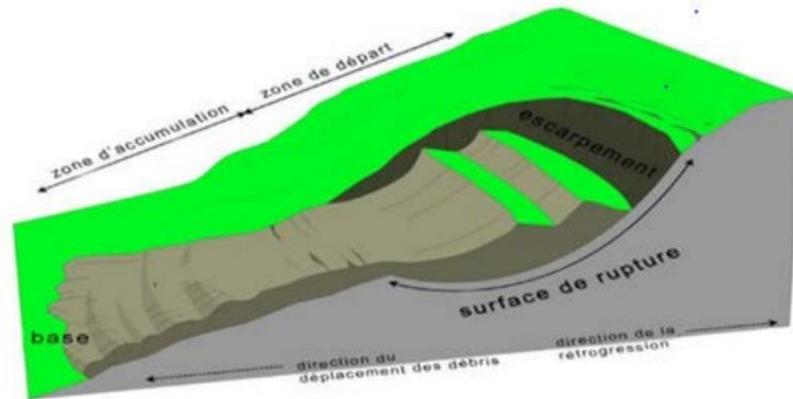


Figure I.4 glissement du terrain.

b) Erreurs, insuffisances, ou absence d'essais de laboratoires ou in situ

La détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation est indispensable pour le bureau d'études. Il est nécessaire qu'un géotechnicien détermine la consistance de l'étude de mécanique des sols qui sera réalisée, aussi bien sur le site qu'en laboratoire (figures I.5-I.6).



Figure I.5 Essai œdométrique au laboratoire.



Figure I.6 Essai in-situ Détermination de résistance du sol par pénétration dynamique lourde.

c) Erreur sur les hypothèses de calcul et la définition des ouvrages

Le cas est assez rare, les multiples contrôles au niveau de l'élaboration du projet devraient en fait permettre d'éliminer totalement la chose.

d) Méconnaissance de la présence d'eaux agressives ou, lorsque ces eaux sont connues, utilisation de matériaux inadaptés à la nature chimique de ces eaux.

e) Non prise en compte de l'effet de barrage que certains ouvrages (parois moulées) peuvent constituer vis-à-vis de la nappe ou de certaines circulations d'eau (figure I.7).

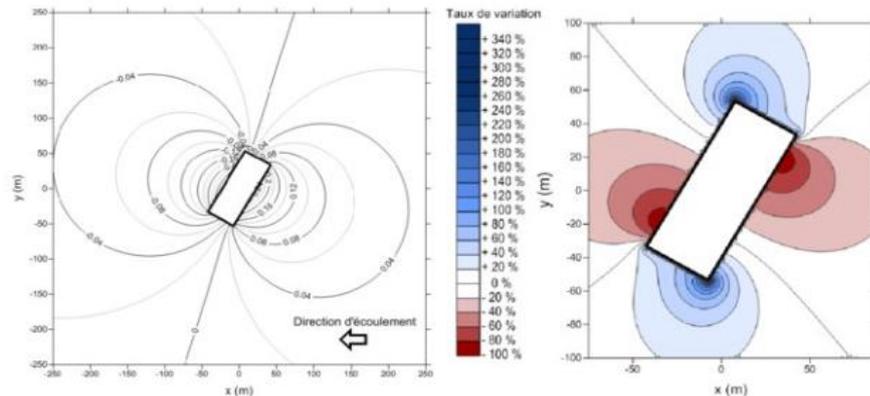


Figure I.7 Principe de l'effet de barrage.

f) Malfaçons : si elles sont relativement rares, elles peuvent par contre être extrêmement variées, par exemple:

- Pieux trop courts, ou n'atteignant pas le substratum rocheux ;
- Pieux insuffisamment curés avant bétonnage (tassements) ;
- Pieux coupés au bétonnage ou pieux étranglés ;
- Radiers insuffisamment armés ou dont les deux lits d'armatures sont confondus ;
- Bétonnage en présence de circulation d'eau (bétons délavés) ;
- Aciers de liaison insuffisants ou inexistant.

g) Utilisation des ouvrages d'une manière non conforme à leur destination

Ce sera le cas lorsque les charges de service dépasseront les charges de calcul ou encore lorsque le terrassement devant une paroi moulée dépassera la cote prévue et de ce fait diminuera la butée en pied de paroi prise en compte dans les calculs.

h) Causes accidentelles : elles peuvent être multiples également :

- **Travaux ou fouilles à proximité des ouvrages** (figure I.8); pour éviter toutes accident lors des travaux ou fouilles à proximité des ouvrages il faut prendre toutes les précautions tel que par exemple : murs de soutènement en béton armé ou non, palplanches....



Figure I.8 Travaux à proximité des ouvrages.

- **Incendies, explosions, etc., sans parler des tremblements de terre et autres cataclysmes**; Une explosion et un Incendie (figures I.9-I.10) peuvent avoir des conséquences dramatiques sur l'intégrité des structures. Ils peuvent entraîner des dommages sévères voire détruire les ouvrages. Leurs risques sont connus et le plus souvent anticipés. Toutefois établir une étude prenant en

compte tous les tenants et aboutissants reste un sujet complexe aussi bien techniquement qu'en raison des réglementations en vigueur.



Figure I.9 Incendie dans un tunnel.



Figure I.10 Explosif d'un immeuble.

- **Efforts horizontaux non prévus au projet** ; les efforts non prévus au projet géotechnique peuvent provoqués des fissures des éléments constructifs concernés et même leurs ruptures, conduisant à plusieurs désordres suivant le cas (figure I.11).

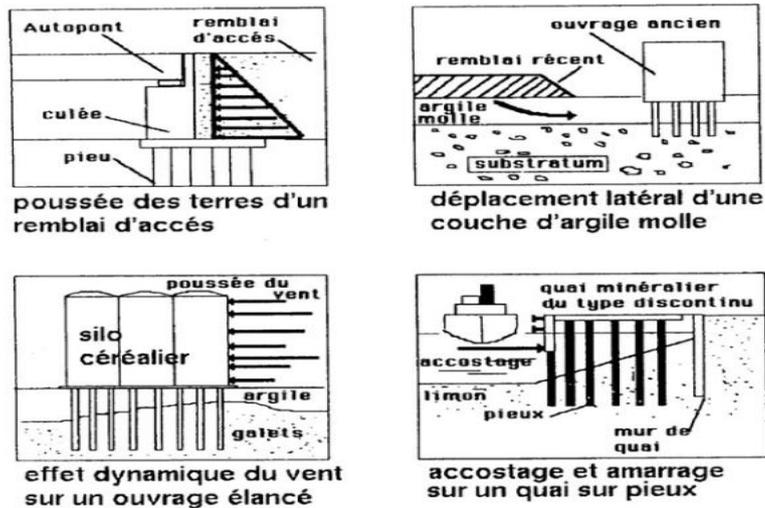


Figure I.11 Quelques exemples des efforts horizontaux.

I.3.2.2 Cas des renforcements

Il peut s'agir de l'une quelconque des causes du paragraphe précédent (Cas de réparations), mais aussi de causes connues et programmées avant l'apparition des désordres et notamment :

- Chargement ou remblaiement d'un ouvrage en cours d'exécution**, pas envisagé ou non conforme aux hypothèses de calculs du bureau d'étude.
- Changement de destination et d'utilisation des ouvrages**, augmentation des charges, augmentation des portées, suppression de butons ou de tirants.
- Modification des conditions extérieures** : c'est le cas des phénomènes liés aux remontées de nappe, qui se traduisent par :
 - Une augmentation des efforts sur les voiles et radiers ;
 - Des compressions dans les poutres et planchers ;
 - Des problèmes de stabilité d'ensemble ;
 - Des problèmes de traction sur les pieux.

d) Projet de travaux à proximité immédiate (figure I.12):

- Fouilles et terrassements de toute nature ;
- Fouilles profondes à proximité des ouvrages, reprises en sous-œuvre ;
- Suppression de butées près d'ouvrages de soutènement ou près d'ouvrages enterrés travaillant en voûte (métro).

e) Modification de la nature d'un ouvrage, par exemple le remplacement d'un radier drainant avec pompage permanent, par un radier résistant et étanche (figure I.13), est de nature à remettre en cause, en cas de remontée de nappe, la stabilité d'ensemble de tout l'ouvrage.



Figure I.12 Paroi moulée avec radier drainant avec pompage permanent.



Figure I.13 Radier résistant et étanche.

1.4 Causes de dégradations internes (endogènes)

La réhabilitation de n'importe quel type de projet nécessite l'étude des pathologies possible suivant le site de vie de ce dernier, donc à faire un diagnostic, à comprendre et à chercher l'origine des différentes causes de dégradations spécifiques à cet environnement et à l'identifier. Ces différentes causes peuvent être externe comme il est indiqué au part avant et peuvent être interne, dans on vas présenter les plus répondues.

1.4.1 Réaction alcali-granulat

La réaction alcali-granulats est une réaction chimique à évolution lente entre certains granulats dits « réactifs » et les alcalins normalement présents dans la solution interstitielle du béton ou introduits par des agents extérieurs. Cette réaction conduit à la formation d'un gel de silicate suivie d'un gonflement du béton qui provoque une fissuration importante et une perte de résistance considérable.

Afin qu'une réaction alcali-granulats ait lieu, les trois conditions suivantes doivent être réunies mais ne donnent pas forcément lieu à la réaction:

- Présence de granulats réactifs (silice mal cristallisée)
- Milieu ambiant humide
- Teneur suffisante en alcalins dans le béton (calcium, sodium)

A. Désordres dus à l'alcali-réaction

En général les désordres apparaissent à des échéances variables de deux à dix ans ou plus. La pathologie et les manifestations endogènes se signalent par un ou plusieurs des symptômes suivants:

A.1 Une fissuration, Se sont des ouvertures linéaires au tracé régulier dont la largeur est comprise entre 0.2 et 2 mm (figure I.14). Une fissure est une rupture entre deux parties du matériau qui ne sont plus liées et qui deviennent séparable (figure I.15). La nature des fissures varie en fonction des causes qui leur ont donné naissance, on distingue deux types de fissures (Fissures mortes et Fissures actives).



Figure I.14 Fissures dues à la RAG dans un mur en aile.



Figure I.15 Dégâts dus aux RAG dans un mur de soutènement non armé.

A.2 Un faïençage à mailles plus ou moins larges (figure I.16) ou en étoile ou une fissuration orientée suivant la direction de distribution des armatures (figure I.17),



Figure I.16 Une alcali-réaction sur du béton (faïençage à mailles plus ou moins larges).



Figure I.17 Fissuration orientée suivant les efforts de diffusion de la précontrainte.

A.3 Des exsudations blanches formées de calcite et parfois de gels siliceux translucides (figure I.18),



Figure I.18 Des exsudations blanches.

A.4 Des pustules ou cratères avec des éclatements localisés en forme de petits cônes résultant de la réaction de gros granulats superficiels qui sont visibles au fond des cratères d'éclatement (figure I.19),



Figure I.19 Cratères avec des éclatements localisés d'un mur de soutènement.

A.5 Des déformations,



Figure I.20 Déversement d'un mur de soutènement.

A.6 Des colorations ou décolorations (figure I.21)



Figure I.21 Des colorations ou décolorations d'un mur de soutènement.

I.4.2 La réaction sulfatique interne

La réaction sulfatique interne résulte d'une remobilisation des sulfates initialement contenus dans la matrice cimentaire qui, normalement, se transforme en ettringite primaire lors de la prise du béton.

Si cette réaction ne peut avoir lieu, l'ettringite secondaire (également dite différée) expansive peut se former ultérieurement dans le béton durci et provoque son gonflement et sa désorganisation.

Cette remobilisation des sulfates nécessite une élévation de température notable et durable du béton pendant sa prise (par exemple, $> 75^{\circ}\text{C}$ pendant plus de 4 heures), la réaction se produit donc essentiellement dans des bétons étuvés ou des pièces massives (piles de pont de section importante par exemple).

D'autres paramètres de la réaction sulfatique interne :

- Teneur en alcalins du béton,
- Teneur en SO_3 et Al_2O_3 (C_3A) du ciment,
- Formulation du béton (dosage en ciment, E/C, granulats),
- Humidité relative du milieu.

A. Dégradation dus à la réaction sulfatique interne

Les désordres provoqués par l'attaque sulfatique sont dus principalement au gonflement du béton.

A.1 Un faïençage à mailles plus ou moins larges (figure I.22)



Figure I.22 Fissuration / faïençage du parement.

A.2 Éclatements localisés de la matrice cimentaire au droit du granulat (figure I.23)



Figure I.23 La maladie du béton dus à l'ettringite différée.

1.4.3 Gel-dégel

La détérioration par le gel ne se produit qu'en régions froides, Les cycles de gel-dégel provoquent une expansion de la masse du béton jusqu'à fissurer le matériau s'il est de mauvaise qualité. Car la transformation de l'eau en glace se traduit par une augmentation de volume de 9 % qui provoque une expulsion de l'eau hors des capillaires.

A. Les risques de dégradation par le gel : ces risques n'existent que lorsque le béton est en contact de l'eau, dans un état saturé ou voisin de la saturation. On distingue deux types de dégradation :

A.1 Le Gel interne : dans la masse sous forme d'une fissuration interne (figure I.24) ou d'un gonflement du béton.



Figure I.24 Fissures interne qui se développe externe.

A.2 L'écaillage : en surface (figure I.25)



Figure I.25 Exemple de dommages causés par le gel-dégel.

1.5 Causes de dégradations par des agents extérieurs (exogènes)

Selon la nature du sol, caractéristiques de l'environnement et la nature des produits stockés, les eaux qui ruissellent ou qui stagnent sur les structures peuvent être chargées de sels minéraux plus ou moins agressifs pour le béton. Les milieux les plus agressifs pour le béton sont soit salins (chlorures, nitrates et surtout sulfates de sodium, de calcium et de magnésium), soit acides.

1.5.1 La pathologie principale du béton armé est la corrosion des armatures

1.5.1.1 Mécanisme de la corrosion des armatures

La corrosion des armatures dans le béton est un phénomène électrochimique. Les réactions se produisent en milieu humide, en présence d'oxygène. À l'état initial, la solution interstitielle du béton est à un pH de l'ordre de 13 étant donné la teneur en alcalins (Na et K) et la quantité de chaux libérée par le ciment lors de son hydratation. Dans ce milieu basique, les armatures sont recouvertes d'une couche d'oxydes passifs protectrice : on dit alors qu'elles sont passivées. Le béton par sa compacité s'oppose à la pénétration d'agents agressifs. La pénétration de ces derniers est d'autant plus faible que la porosité du béton est faible. Plusieurs agents extérieurs peuvent s'attaquer à la protection naturelle assurée par le béton :

- Les eaux pures et acides qui provoquent un appauvrissement du liant par lixiviation de la chaux et un abaissement du pH du béton ;
- Les ions de chlorure provenant de l'eau de mer ou des sels de déverglaçage qui agissent par rupture du film passif ;
- Le dioxyde de carbone qui engendre un abaissement du pH.

D'autres agents agressifs (sulfates, nitrates, sels d'ammonium, etc.) peuvent également pénétrer dans le béton d'enrobage.

A) La carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel des matériaux à base de liant minéral, qui conduit à la formation de carbonates de calcium par réaction entre les composés des ciments (principalement la portlandite (figure I.26)) et le dioxyde de carbone atmosphérique (CO_2), présent dans l'air à un taux moyen de 0,03 % en volume. Ce taux est plus important en milieu urbain qu'en milieu rural. Cette réaction entraîne la consommation de bases alcalines présentes dans la solution interstitielle des

bétons aboutissant à une diminution du pH qui passe d'une valeur de 13 à une valeur inférieure à 9 (figure I.27). D'un point de vue chimique cette réaction se présente ainsi:

Remarques:

1. A partir de 25 à 30 mm à l'intérieur du béton, il n'y a plus d'échange gazeux grâce aux dépôts de calcaire de la pâte du ciment. Le pH reste stable à une valeur d'environ 11. La corrosion ne se manifeste pas.
2. Compte tenu de l'absence d'échanges gazeux, les bétons immergés ne carbonatent pas. Il est à remarquer que des manifestations de carbonatation peuvent survenir sur des faces intérieures de béton lors de climatisation et d'humidification de l'air ambiant.

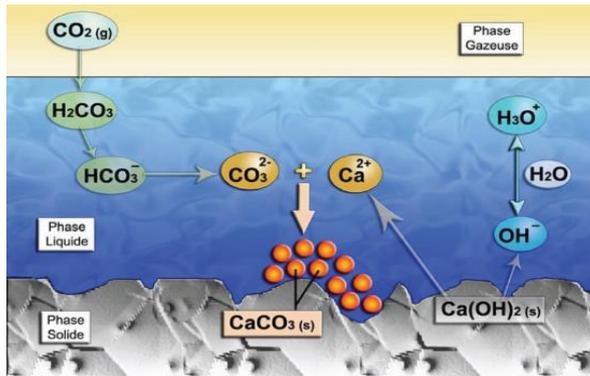


Figure I.26 mécanisme de carbonatation de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

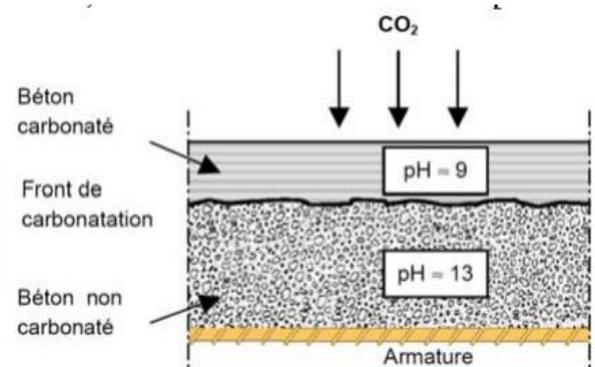


Figure I.27 La progression de la carbonatation.

I.5.1.2 La pathologie accidentelle due à la carbonatation du béton

La carbonatation atmosphérique du béton dégrade les bétons armés et est notamment responsable de la mise à nu de leurs armatures en acier (figure I.28). La carbonatation, associé à un phénomène de retrait dit « retrait de carbonatation » entraîne des problèmes de durabilité puis de résistance sur les structures en béton armé. Les barres d'acier, censées garantir cette résistance, gonflent sous l'effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage, qui suit subit un retrait à cause de la carbonatation, les aciers sont alors mis à nu et continuent à se corroder.



Figure I.28 Une pathologie accidentelle majeure du béton : la carbonatation.

Exemple

Pour un béton conservé en atmosphère ordinaire à environ 65 % d'humidité relative, on peut donner les valeurs suivantes:

- 5 mm de carbonatation après 1 an ;
- 10 mm de carbonatation après 4 ans ;
- 25 mm de carbonatation après 25 ans (et peut aller jusqu'à 10 cm).

Les principaux facteurs influant la carbonatation sont :

- La composition du béton,
- Le dosage en eau et en ciment rapport E/C,
- Le milieu et la nature de l'ouvrage,
- Le rapport surface/volume.

Suivant la quantité de chaux renfermée dans le ciment, l'humidité du matériau et de l'ambiance, enfin et aussi de l'exposition, le phénomène évoluera différemment. Dès la formation superficielle des premières couches carbonatées, le phénomène se ralentit ou s'annule.

La dépassivation de l'acier peut être soit:

- Attaque d'origine chimique, la présence d'eau et/ou de sels étant nécessaire.
- La chute de $\text{PH} < 9$.
- Deux facteurs responsables de l'amorçage de la corrosion : **la carbonatation** (diffusion de CO_2 à travers le réseau poreux) et la présence de **chlorures** (gradient de concentration) au niveau de l'acier.

Trois cas peuvent être envisagés:

- Le réseau poreux est saturé : la diffusion du CO_2 est très faible,
- Le béton est très sec : la diffusion est rapide mais l'absence d'eau limite les réactions de carbonatation,
- La carbonatation est optimale pour une humidité relative d'environ 60%, le CO_2 se diffuse rapidement dans la pore puis réagit avec les molécules d'eau adsorbées à la surface du pore.

B) Corrosion du béton armé due à la pénétration de O_2 et H_2O

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$, dite de passivation.

La corrosion des armatures du béton armé est une pathologie fréquemment rencontrée en génie civil. L'acier enrobé dans le béton peut, sous certaines conditions (figure I.29), se dépassiver et engendrer des désordres notables pour le comportement en service de la structure par la diminution de sa capacité portante.

Les causes d'une telle fragilisation peuvent être par exemple la perte de ductilité de l'acier ou bien encore la perte d'adhérence acier-béton.

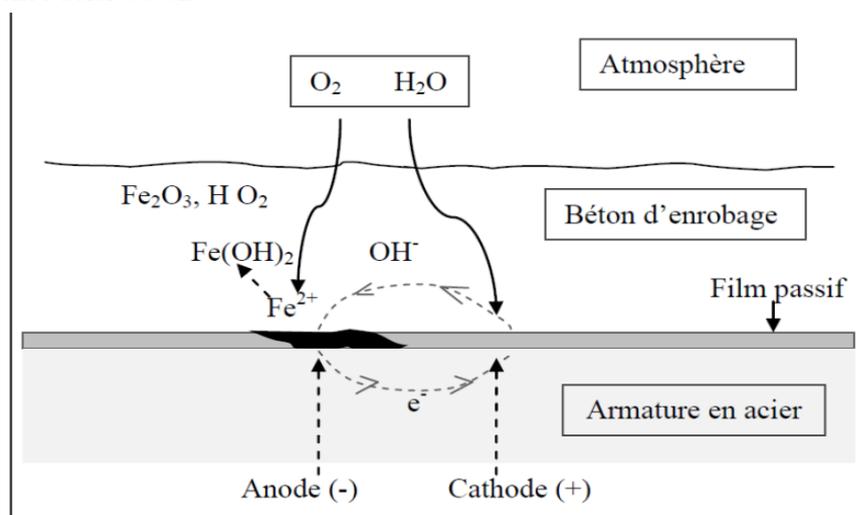


Figure I.29 Processus électrochimique de la corrosion des armatures.

C) L'action des chlorures : spécifique à certains environnements

L'action des chlorures est spécifique à certains environnements dans lesquels peut se trouver le béton, comme les ouvrages soumis aux sels de déverglaçage ou situés en site maritime (zone de marnage, surfaces soumises aux embruns).

Les ions chlorures peuvent pénétrer par diffusion ou migrer par capillarité à l'intérieur du béton, franchir la zone d'enrobage, atteindre les armatures, et provoquer des corrosions (par mécanisme de dissolution du métal suivant une réaction d'oxydoréduction: métal ions métal $Mn^{+} + n$ électrons), d'abord ponctuelle (corrosion par piqûres) puis généralisée à toute la surface de l'acier. La vitesse de pénétration des chlorures dépend aussi de la porosité du béton. Elle décroît lorsque le rapport eau/ciment diminue.

La corrosion s'amorce dès que la teneur en chlorures au niveau des armatures atteint un certain seuil de dépassement. Ce seuil est fonction du pH de la solution interstitielle et de la teneur en oxygène au niveau des armatures ; il est de l'ordre de 0,4 à 0,5 % par rapport au poids du ciment. Il est atteint plus rapidement si le béton est carbonaté.

En général:

- Les chlorures agissent par rupture du film passif des aciers qui perd son caractère protecteur
- Les chlorures sont rarement distribués de manière homogène à la surface de l'acier et le film passif est lui-même variable selon l'endroit
- Les chlorures entraînent une corrosion qui est localisée (piqûres) (figure I.30)

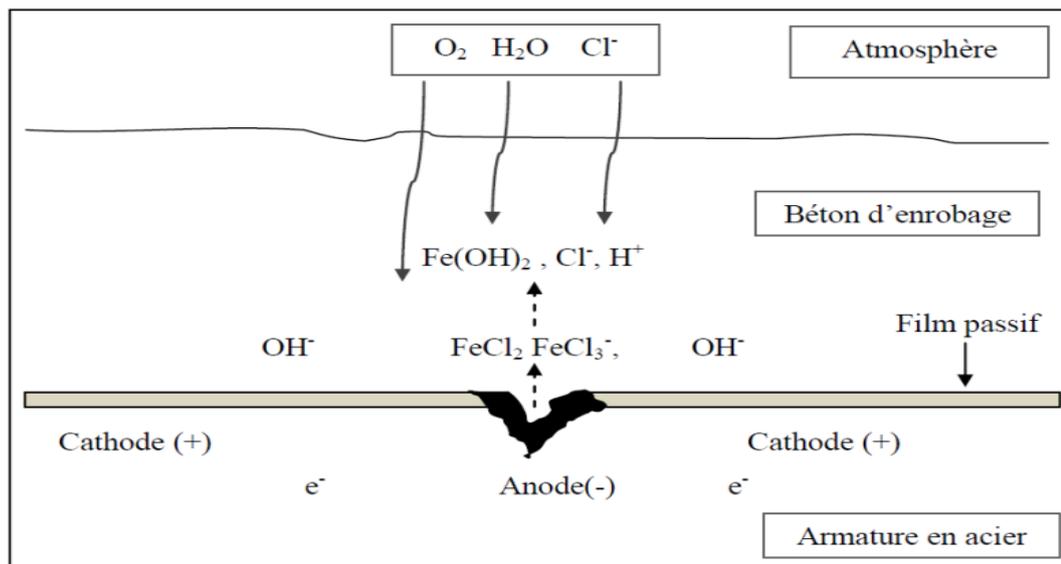


Figure I.30 Mécanismes de corrosion par des piqûres due à la corrosion.

Le développement de la corrosion des armatures peut provoquer par gonflement une poussée sur le béton d'enrobage (les oxydes de fer étant plus volumineux que l'acier, ils génèrent des contraintes internes dans le béton qui peuvent être supérieures à sa résistance en traction) et donc une altération de l'aspect extérieur de l'ouvrage (éclatements localisés, formations de fissures, formations d'épaufrures, apparitions en surface de traces de rouille et éventuellement mise à nu des armatures) entraînant une réduction de la section efficace de l'armature et de son adhérence au béton.

En règle générale, dans des milieux peu agressifs les enrobages et les caractéristiques des bétons (compacité, homogénéité, résistance) préconisés sont suffisants pour garantir la protection naturelle des aciers durant la durée de service escomptée de l'ouvrage. Toutefois, des défauts d'enrobage, des bétons mal vibrés et de ce fait trop poreux, ou des milieux très agressifs, risquent de conduire à une dégradation prématurée de l'armature en acier.

L'optimisation des performances du béton et de l'enrobage des armatures constitue un facteur de progrès essentiel pour assurer la durabilité des ouvrages.

Chapitre II : Causes liées aux structures

II.1 Introduction

Les dégradations qui affectent les constructions, peuvent survenir à n'importe quel moment, c'est-à-dire durant la réalisation ou même quelques minutes après, comme elles peuvent se manifester à long terme.

Certaines dégradations ne présentent aucun risque vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage affecté, alors que d'autres peuvent provoquer des effondrements graves entraînant quelques fois des accidents corporels et des pertes matérielles mettant ainsi tous les concernés devant un état de fait accompli.

Les dégradations qui affectent les constructions d'une façon générale se manifestent sous plusieurs formes et à des degrés divers, c'est pourquoi elles peuvent être réparties suivant plusieurs facteurs parmi lesquels on site:

- Le matériau de construction utilisé
- Le système constructif employé
- Les éléments ou parties de construction
- Les types d'usage de la construction
- Les types de dégradations
- Les causes de dégradations
- La durée de vie
- Le nombre de dégradations survenu par année

II.2 Les facteurs de dégradation du béton

L'utilisation du béton s'est largement développée depuis le début du XXe siècle dans les ouvrages de Génie Civil, tels que les ponts, les tunnels, les structures de soutènement, etc. aussi bien sur sites terrestres que maritimes.

Considéré au début de son utilisation comme un matériau inerte et insensible aux agressions, le béton s'est révélé au fil du temps potentiellement affecté de phénomènes de dégradation plus ou moins complexes, selon les conditions d'exposition des ouvrages aux environnements et/ou selon la composition intrinsèque du béton et ses conditions de mise en œuvre.

Les causes des dégradations du béton (béton et/ou acier des armatures) et des ouvrages en béton sont très diverses, et peuvent être liées à l'environnement de l'ouvrage, à la qualité des matériaux, aux défauts de conception et de mise en œuvre, aux problèmes de sol (figure II.1)... Ces facteurs et causes vont être détaillés dans ce qui suit.



Figure II.1 Origines des désordres et dégradations dans les ouvrages en Béton Armé (BA).

II.2.1 Les principaux facteurs de dégradation du béton

- les **altérations chimiques** dont la corrosion des aciers, la dissolution de la matrice cimentaire, l'alcali-réaction, la réaction sulfatique interne, la biodétérioration ;.....
- les **altérations mécaniques** dues aux surcharges, aux cycles de fatigue ;.....
- Les **altérations physiques** causées par les chocs, l'abrasion, les cycles gel/dégel....
- Les **altérations hygrothermiques** causées par la température.

Parmi toutes celles-ci, la corrosion des armatures représente la première cause de dégradation des structures en béton, évaluée à 47 % des typologies relevées selon une enquête menée à l'échelle européenne auprès des gestionnaires de parcs d'ouvrages en béton (figure II.2).

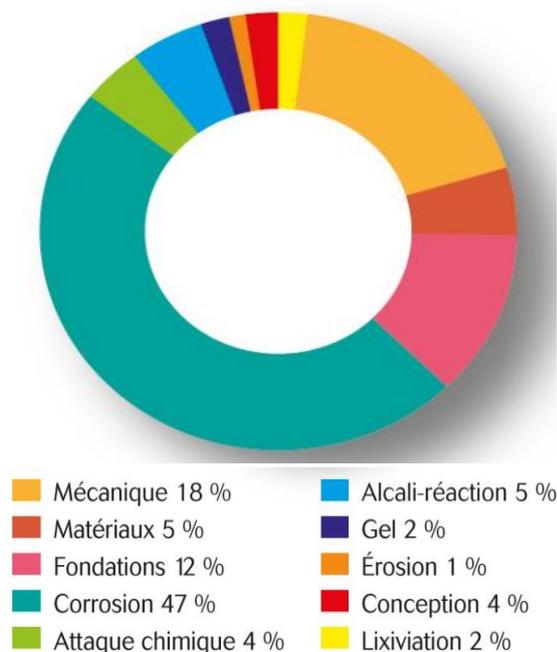


Figure II.2 Dégradations des structures en béton : les causes en %.

Parmi ces altérations, la majorité des **altérations chimiques** et quelques une des **altérations physiques** ont été détaillées dans le chapitre précédent (**Chapitre I**).

II.2.1.1 Les altérations mécaniques

Dans les calculs classiques de résistance, on néglige généralement un certain nombre de phénomènes, considérés comme secondaires, ou on en tient compte d'une manière forfaitaire. C'est ainsi qu'on ne calcule pas (sauf exception) la valeur (figures II.3-II.4-II.5):

1. Des moments de flexion exercés dans les murs par la rotation des planchers aux appuis,
2. Des longueurs de flambement des poteaux portant des planchers superposés,
3. Des tassements différentiels entre semelles de fondation de grandeur différentes, bien qu'exerçant sur le sol la même pression.

On se limite aussi, autant que possible aux calculs unidirectionnels (poutres), voire bidirectionnels (portiques), passant très rarement au tri-directionnel à l'aide d'ordinateurs et de programmes dans lesquels il faut alors introduire un grand nombre de cas de chargement et dont les résultats prennent vite l'aspect inextricable. Et pourtant la nature demeure à trois dimensions, et l'état de chacune d'elles réagit sur les deux autres.



Figure II.3 Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.



Figure II.4 Rupture par flexion des poutres.



Figure II.5 La tour O'Higgins de 21 étages s'est partiellement effondrée à Concepción. Le tremblement de terre de 2010 au Chili a provoqué des ruptures de fatigue dans des éléments structurels.

II.2.1.2 Les altérations physiques

L'altération physique décrit un changement qui affecte la structure d'un rocher, mais pas sa composition. Il est parfois aussi appelé altération mécanique car il ne cause que des changements mécaniques à la structure de la roche. Les forces qui brisent les roches, frottent les surfaces rocheuses ou forment des fissures dans la roche sont des exemples d'altération physique (figure II.6). L'altération physique ne modifie pas la composition chimique des roches.



Figure II.6 Mur de soutènement en choc.

II.2.1.3 Les altérations hygrothermiques

L'eau, sous ses trois aspects : vapeur, liquide et glace, a une très grande influence en pathologie.

Chaque matériau possède un équilibre qui lui est propre vis-à-vis de l'état hygrométrique et de la température de l'air environnant. Il tend vers cet équilibre, plus ou moins lentement et modifie son évolution quand l'ambiance évolue.

D'une manière générale, les matériaux augmentent de volume avec l'augmentation de leur teneur en eau et leur température et diminuent de volume dans le cas contraire. La terre cuite sort du four parfaitement anhydre et se ré-humidifie très lentement en gonflant. Le béton fraîchement coulé gorgé d'eau et en séchant, il perd son eau et accuse un retrait (figure II.7). La chaleur agit de deux manières : en dilatant par effet thermique et en diminuant l'humidité relative de l'air ambiant entraînant une réduction de teneur en eau des matériaux et un retrait. Ces deux effets antagonistes s'annuleraient en partie dans les matériaux s'ils arrivaient à se produire simultanément.

Malheureusement la cinétique des deux phénomènes est différente. La dilatation thermique est instantanée alors que l'exsudation de l'eau incluse et la contraction corrélative sont, elles beaucoup plus lentes (figure II.8).

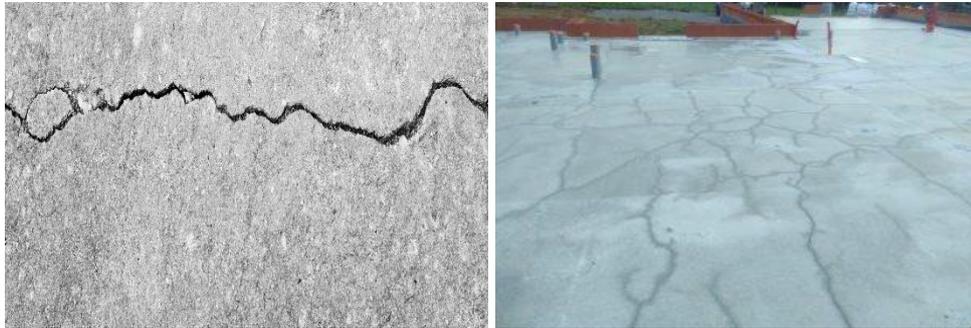


Figure II.7 Fissures due au retrait.

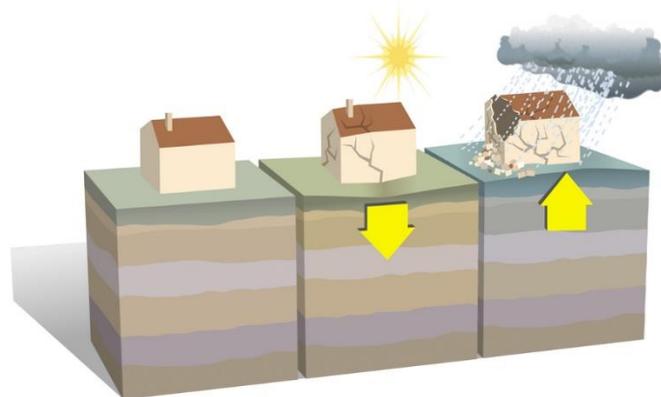


Figure II.8 conséquences du retrait-gonflement d'un sol argileux.

II.3 Symptômes et manifestations de la dégradation dans le sens technique

Le mot " dégradation " porte l'une des significations suivantes:

- a) **Altération superficielle** (d'un matériau ou d'un élément de construction) qui se manifeste généralement par l'apparition de taches, de décolorations, de coulures, de moisissures, de concrétions, d'efflorescences, etc...(figures II.9-II.10)



Figure II.9 Moisissure d'un mur.



Figure II.10 Efflorescence grave sur le mur endommagé de sous-sol dans la vieille maison avec la base détériorant de brique.

- b) **Destruction superficielle** (d'un matériau) qui se caractérise par l'effet de l'érosion, des épaufrures, d'écaillage, de desquamation, de délitescence, d'usure, de décollements, de carbonatation (figures II.11-II.12- II.13-II.14).



Figure II.11 Epaufrures.



Figure II.12 Ecaillage.



Figure II.13 Desquamation.



Figure II.14 Décollement.

- c) **Destruction de la matière** qui se traduit par la corrosion, la pourriture, le gel, le ramollissement (figures II.15-II.16).



Figure II.15 La pourriture fibreuse (blanche).



Figure II.16 Gel et dégel.

- d) **Discontinuité de la matière** qui se révèle par l'apparition de faïençage, de fissuration, de rupture, d'arrachement (figures II.17-II.18).



Figure II.17 Faïençage.



Figure II.18 Microfissures.

- e) **Changement dimensionnel** qui s'explique par la dilatation et la contraction thermique ou par le gonflement et le retrait hygrométrique (figures II.19-II.20) ou physico-chimique comme c'est le cas par exemple de la corrosion, du gel, du foisonnement, etc....



Figure II.19 Gonflement et fissures le long des aciers due à la corrosion.



Figure II.20 Fissure due au retrait gonflement d'argiles.

- f) **Déformation de la matière** comme c'est le cas par exemple du fléchissement, du fluage, du tassement (figures II.21-II.22).



Figure II.21 Fléchissement d'une charpente métallique.



Figure II.22 Déformation du au fluage flexionnel de pannes de toiture.

Remarque : Il faut remarquer aussi que dans le domaine de la construction, surtout lorsqu'on s'intéresse aux structures en béton armé on désigne par:

- **Dégradation superficielle:** tout abaissement de la qualité de protection des bétons d'une structure en surface et sur une profondeur de quelques centimètres ne mettant pas en cause la tenue d'ensemble de cette structure.

- **Dégradation structurelle:** tout abaissement des caractéristiques des composants d'une structure mettant en cause la tenue d'ensemble de cette structure.

II.4 Causes dues aux fautes d'exécution

Les fautes d'exécution des travaux sont les causes majeures qui provoquent des dégradations plus au moins graves au niveau des constructions, nous allons énumérer dans ce qui suit celles qui sont les plus fréquentes:

II.4.1 Défauts de bétonnage

Parmi les défauts de bétonnage rencontrés on mentionne:

II.4.1.1 Une composition de béton non convenable

Un béton de composition mal étudiée est en final un béton de qualité médiocre qui ne répond pas aux conditions exigées par les règles de la construction (figure II.23).

Du point de vue formulation, la durabilité d'un béton peut être obtenue notamment par :

- ✚ Le rapport Eau/Ciment (E/C). Ce rapport contrôle la plupart des propriétés du béton : sa compacité (clé de la durabilité d'un béton), sa perméabilité, ses performances mécaniques, son retrait...
- ✚ Un remplissage granulométrique garantissant une plus grande compacité possible à sec.
- ✚ La résistance mécanique du béton. La classe de résistance du béton doit être proportionnelle à l'agressivité du milieu, car l'action de quelques pathologies du béton crée des contraintes internes importantes, pouvant causer l'expansion et la fissuration du béton, si le béton n'a pas une capacité à résister mécaniquement à ces contraintes, surtout à la traction.
- ✚ Si le béton est soumis au gel sévère, on doit prévoir dans sa formulation un réseau de bulles (obtenu par l'adjonction d'adjuvants), avec des caractéristiques spécifiques, pour résister à l'action du gel/dégel.



Figure II.23 Exemple d'un béton non conforme.

II.4.1.2 L'excès d'eau de gâchage

Un béton confectionné avec un excès d'eau est dans la plupart des cas exposé au phénomène de ségrégation qui affecte le plus souvent les voiles, les poteaux, et les poutres.



Figure II.24 Phénomène de ségrégation profonde au niveau des zones critiques d'un mur de soutènement

II.4.1.3 L'utilisation d'un ciment inadéquat

Si le béton ne contient pas assez de ciment, il ne sera pas suffisamment résistant et fissurera plus facilement. A l'inverse, un surdosage en ciment peut entraîner un retrait excessif (retrait naturel dû à l'hydratation du ciment), risque de fissuration.

Les éléments de construction obtenus à partir d'un béton confectionné avec un ciment non approprié au milieu environnant peuvent se dégrader à court ou à long terme. Par conséquent, les règles de choix du ciment doivent être respectées, en fonction de l'environnement dans lequel il va vivre et des propriétés requises à obtenir. Par exemple l'Exigences climatiques et la résistance à des agents agressifs, autant de paramètres qui impliquent de choisir le ciment le plus approprié. Pour faire ce choix, il importe de connaître les caractéristiques spécifiques des différents types de ciments prévus par la normalisation.

Tableau II.1 Utilisations des ciments.

Types	Classes	Nature des bétons							Conditions d'utilisations							
		Maçonnerie	Béton non armé	B.A. courant	B.A. hautes performances	Béton précontraint	Béton étuvé	Béton réfractaire	Scellements, urgences	Béton en grande masse	Travaux hydrauliques ou souterrains	Temps chaud	Temps froid	Décoffrage rapide	Milieu agressif	Travaux à la mer
CEM I	32.5			R					CP						ES	
	42.5										R	R	R	ES	PM	
	52.5					CP							R	ES	PM	
CEM II	32.5			R					R							
	42.5					CP					R	R	R	ES	PM	
	52.5					CP							R	ES	PM	
CEM III	32.5								R					ES	PM	
	42.5												R	ES	PM	
	52.5												R	ES	PM	
CEM IV	32.5															
	42.5															
	52.5															
CEM V	32.5								R					ES	PM	
	42.5													ES	PM	
	52.5													ES	PM	
CM																
CN																
CLX																
CA																
ES																
CNP																

II.4.1.4 L'utilisation de sacs de ciment de poids inférieur à 50 kg

Depuis longtemps, la commercialisation du ciment se fait en vrac ou en sacs de 50 kg.

Actuellement il existe sur le marché le ciment ensaché dans des sacs de 50 kg alors qu'en réalité leurs poids réels n'excèdent pas 45 kg (le sac), ce qui fausse complètement le dosage du béton du fait que celui-ci est déterminé en fonction du sac de ciment de poids supposé au départ égal à 50 kg et, c'est ainsi que résulte un déficit de 35 kg de ciment par m³ de béton et une augmentation du rapport eau/ciment (un rapport eau/ciment peut passer dans ce cas particulier de 0.50 à 0.55 d'où un excès d'eau de 17.50 litres par m³ de béton) ce qui influe négativement sur la résistance mécanique du béton.

II.4.1.5 La mise en place du béton sans vibration ou avec vibration imparfaite

Un béton frais mis en place dans les fonds de moules sans vibration ou avec une vibration imparfaite est un béton caractérisé par une compacité moindre, ce qui le rend perméable et moins résistant mécaniquement.

Il faut noter que la ségrégation du béton et sa faible compacité sont dans la plupart des cas les causes principales des fuites qui apparaissent au niveau des **réservoirs et des cuves utilisés** pour le stockage des

différents liquides pouvant favoriser ainsi la corrosion des armatures et l'apparition de taches de rouille sur les parois.



Figure II.25 Fissures des voiles d'un réservoir.

II.4.1.6 Le bétonnage dans des conditions de température très sévères

Le bétonnage qui se fait au moment de la baisse de température sans prendre des précautions nécessaires entraîne le retard l'hydratation du ciment avec risque d'apparition de gel dans la masse de béton provoquant ainsi sa détérioration.

Par temps chaud, l'eau de gâchage s'évapore créant ainsi un déficit (en eau) qui influe négativement sur la qualité du béton obtenu.



Figure II.26 Le bétonnage en période hivernale.

II.4.1.7 La cure du béton

La cure du béton est l'ensemble des précautions indispensables à prendre pour protéger le béton au jeune âge et favoriser son durcissement : brumisation, emploi de films plastiques ou de bâches humides... La cure du béton protégera le béton contre la dessiccation précoce et l'évaporation de son eau interne, et évitera ainsi l'arrêt du processus de durcissement surtout de la couche superficielle de recouvrement, permettant d'obtenir un béton plus compact avec moins de microfissures.

II.4.1.8 Mauvaise reprise de bétonnage

Les reprises de bétonnage sont des discontinuités créées volontairement dans l'ouvrage pour en permettre sa réalisation. Elles constituent des surfaces de faiblesses potentielles si elles sont mal réalisées. La reprise de bétonnage qui se fait sans la prise en compte de dispositions particulières influe négativement

sur la qualité du béton. Lors de la réalisation de reprises de bétonnage, trois recommandations minimales doivent être impérativement respectées :

- La surface de reprise doit être propre
- La surface de reprise ne doit pas être recouverte d'eau libre.
- Les surface de reprise doivent être rugueuses pour faciliter l'adhérence et humidifiées.

Il convient de mettre en œuvre un procédé de cure spécifique au niveau des reprises de bétonnage pour protéger le béton de première phase, en fonction des conditions climatiques et météorologiques au moment de la réalisation.



Figure II.27 Résultat d'une mauvaise reprise de bétonnage.

II.4.2 Erreurs de ferrailage

Nous allons évoquer dans ce qui suit les cas d'erreurs de ferrailage dont certains ont été la cause de sinistres:

II.4.2.1 Disposition défectueuse des armatures

Il arrive parfois aux ouvriers de placer par erreur des armatures principales au niveau de la partie comprimée en laissant toute la partie tendue sans armature, ce cas se constate surtout au niveau des balcons et des auvents. Les figures qui suivent montrent à titre d'exemples les cas de dispositions incorrectes.

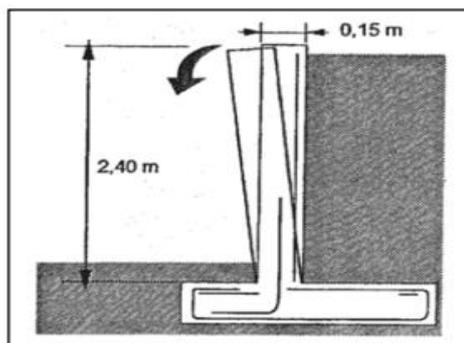


Figure II.28 Schéma d'un mauvais emplacement des armatures d'attente.



Figure II.29 La rotation du mur de soutènement due au mauvais emplacement des armatures d'attente.

II.4.2.2 Absence d'armatures de peau

L'absence d'armatures horizontales intermédiaires appelée "armatures de peau" au niveau des âmes des poutres de grandes hauteurs est l'une des causes d'apparition de fissures verticales situées dans les plans transversaux des poutres considérées.



Figure II.30 Fissures verticales due à l'absence d'armatures de peau.

II.4.2.3 Diamètre d'armature non convenable

L'utilisation des barres de très faible diamètre pour certains éléments de construction peut être la cause de dégradation de ces derniers.

II.4.2.4 Nuance d'armature non convenable

Lors des calculs des éléments en béton armé, l'ingénieur choisit des armatures de nuance bien déterminée, il s'avère que pendant l'exécution, certaines entreprises ne respectent pas ce choix et utilisent des armatures de nuance inférieure à celle prévue dans les calculs qui doit être reportée sur les plans de ferrailage, ceci peut porter atteinte à la sécurité de l'ouvrage en question.

II.4.2.5 Longueur de recouvrement insuffisante

Le non-respect de la longueur de recouvrement des barres longitudinale peut être la cause de sinistre.



Figure II.31 Cisaillement due au longueur de recouvrement insuffisante.

II.4.2.6 Absence ou insuffisance d'armatures transversales

L'absence ou l'insuffisance d'armatures transversales au niveau des pièces élancées conduit le plus souvent à des fissures inclinées qui peuvent se constater surtout au niveau des pieds des poteaux et aux extrémités des poutres.

Il faut signaler que dans la plupart des cas les chefs de chantiers laissent les nœuds des poteaux sans armatures transversales comme le montre la photo ci-après.



Figure II.32 Absence d'armatures transversales au niveau du nœud (poteau- poutre).

II.4.2.7 Codage des armatures en attente

Par suite d'erreurs d'emplacement des barres d'attente, les chefs de chantiers sont conduits dans la plus parts des cas à les couder, celles-ci donnent lieu à des poussées au vide.

II.4.2.8 Enrobage des armatures insuffisant

Le non-respect de l'épaisseur prévue pour l'enrobage reste la cause principale de la corrosion des armatures.



Figure II.33 Armatures apparentes corrodées: problème d'enrobage insuffisant.

II.4.3 Mauvaise condition de conservation des matériaux de construction

La mauvaise conservation des matériaux de construction est l'une des causes qui provoque des dégradations des constructions:

II.4.3.1 Cas du ciment

Les sacs de ciment stockés en plein chantier, sans être mis à l'abri des agents atmosphériques, provoquent la perte d'activité du ciment pour cause d'hydratation prématurée, ce qui le rend impropre à la confection du béton (le même problème peut se poser aux autres liants aériens ou hydrauliques).

II.4.3.2 Cas des armatures

Les armatures déposées et éparpillées sur le sol sans être placées sur des supports risquent d'être corrodées sous l'effet de l'humidité ou des agents agressifs provenant du sol. Ce cas de problème se constate le plus souvent dans les sols gypseux.

II.4.4 Erreurs dans les opérations de coffrage

Plusieurs incidents ont été survenus aux chantiers pour cause d'erreurs commises durant l'opération de coffrage, parmi ces erreurs on mentionne les cas suivants:

II.4.4.1 Défauts d'étaisements

Les étais utilisés peuvent être en bois ou métallique et doivent être placés dans la direction des efforts à supporter ou de telle sorte que la décomposition de ces efforts puisse être assurée.

Les dégradations qui peuvent être dues aux étaisements sont indiquées comme suit:

- l'utilisation d'un nombre insuffisant d'étais pour supporter de l'effort auquel ils sont soumis



Figure II.34 Nombre insuffisant d'étais.

- l'utilisation d'étais défectueux, susceptibles de se déformer sous le moindre chargement possible
- les étais mis en place présentant des faux aplombs
- l'emplacement des étais sur un support déformable comme c'est le cas d'un sol déformable ou tout simplement un support fragile



Figure II.35 étais sur un support déformable.

- l'absence de contreventement des étais
- assemblage défectueux des étais

En effet, chaque fois que la longueur des étais ne suffit pas pour supporter les coffrages des planchers, le chef de chantier relie le plus souvent deux étais bout à bout par l'intermédiaire de deux morceaux de planche cloués aux deux étais (cas des étais en bois) ou par l'intermédiaire de boulons (pour des étais métalliques) sans la prise en compte de précautions assurant la stabilité de l'ensemble, ce qui augmente le risque de flambement de ces étais provoquant ainsi l'effondrement de la partie supportée.

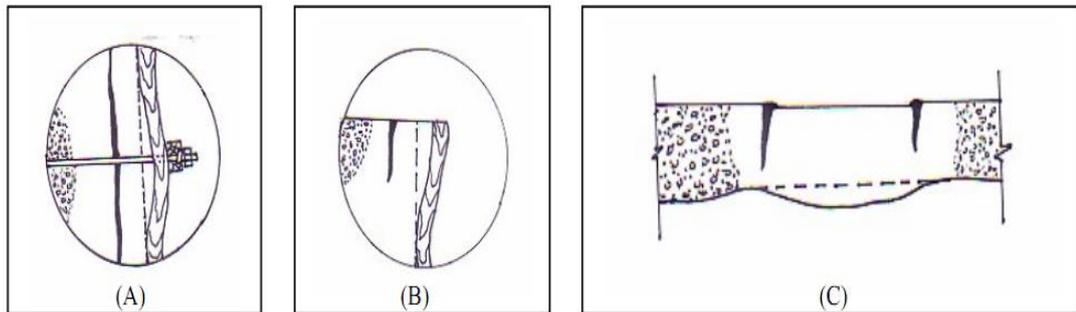


Figure II.36 Flambage des étais.

II.4.4.2 Déplacement des coffrages

Le déplacement des coffrages peut être dû:

- à la poussée du béton frais contre les parois des coffrages
- au mouvement du terrain servant comme appui (cas d'un sol gonflant ou compressible)



<p>Figure II.37 La fissure interne du béton est due au déplacement du coffrage</p>	<p>Figure II.38 Le mouvement de la paroi du moule a provoqué la fissure externe</p>	<p>Figure II.39 La déformation du fond de moule est due à l'affaissement du sol servant de support de coffrage</p>
---	--	---

- à la déformation des étais (flambage)
- à l'état du bois de coffrage (bois défectueux),
- à l'assemblage défectueux des éléments de coffrage, etc.

Il faut noter que le déplacement des coffrages provoque la formation de fissures internes ou externes au matériau béton.

II.4.5 Erreurs dans les opérations de décoffrage

Les décoffrages hâtifs des planchers en béton armé en cours de durcissement sont souvent la cause de désordres spectaculaires.



Figure II.40 Trainées verticales causées par un excès d'agent de décoffrage.

II.4.6 Surdimensionnement des pièces en béton armé

Il arrive dans les chantiers de majorer volontairement au cours de l'exécution les dimensions des hourdis, des chapes, des poutres etc... et d'utiliser au niveau des éléments de remplissage de densité plus grande que celle prévue dans les calculs ce qui augmente considérablement la charge permanente c'est ainsi que des désordres peuvent survenir à l'ouvrage considéré surtout après sa mise en service pour cause de charges excessives.

II.4.7 Le non-respect des plans d'exécution

Le non-respect des plans d'exécution par l'entrepreneur, reste dans la plupart des cas la cause principale de toute apparition de dégradation.

Chapitre III : Causes liées aux sols problématiques

III.1 Introduction

Les dégradations qui affectent les ouvrages peuvent être liées aux dégradations structurales ou à des altérations des matériaux de construction ainsi qu'au mode de conception, chacune tout seul ou toutes à la fois suivant le cas. Toutes ces causes sont considérées plus faciles à détecter par rapport à celles liées au sol.

III.2 Les risques liés au sol

Selon l'implantation d'un projet, ce dernier peut être soumis à des risques dus au sol, à l'eau ou à l'activité humaine. Le sol est un matériau par nature hétérogène (roches, couches compressibles, cavités...) au comportement variable et non-visible. Les caractéristiques des sols et de l'environnement d'un projet de construction peuvent amener des risques variés qu'il faut savoir anticiper.

Les sols présentent un certain nombre de risques pour les projets de constructions ou rénovations qui sont susceptibles d'engendrer des désordres structurels (humidité, fissuration, etc.). C'est la raison pour laquelle, il est important d'examiner le terrain et sa structure.

Avant de réaliser un projet de constructions ou d'agrandissement, il faut pouvoir identifier les risques majeurs liés au sol et de proposer des solutions pour traiter les contraintes éventuelles. Voici les principaux risques liés aux sols à identifier :

III.2.1 Mouvements de terrain

Les mouvements de terrain (glissements de terrain, écroulements et chutes de blocs, coulées boueuses, effondrements de cavité, retrait-gonflement des argiles) regroupent un ensemble de déplacements du sol ou du sous-sol.

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeu peuvent aller de quelques mètres cubes à plusieurs millions de mètres cubes. La gamme de vitesses de déplacements est très variable : les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) à très rapides (quelques centaines de mètres par jour). Généralement, les grands mouvements de terrain (mobilisant un volume important) sont peu rapides et par conséquent les victimes peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la délocalisation et la démolition restent les seules solutions. Annuellement, ils provoquent en moyenne la mort de 800 à 1000 personnes dans le monde et occasionnent des préjudices économiques et des dommages très importants.

III.2.1.1 Les différentes typologies du mouvement de terrain

- Le retrait-gonflement des argiles : les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements en périodes humides et des tassements en périodes sèches.
- Les glissements de terrain se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. Ils peuvent mobiliser des volumes considérables de terrain, qui se déplacent le long d'une surface de rupture.
- Les effondrements de cavités souterraines : l'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution des roches du sous-sol) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.
- Les tassements et les affaissements : certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions, remblais) ou en cas d'assèchement (drainage, pompage).
- Les écroulements et les chutes de blocs : l'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume inférieur à 1 dm^3), des chutes de blocs (volume supérieur à 1 dm^3), des éboulements (volume supérieur à 100 m^3) ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).
- Les coulées boueuses sont caractérisées par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide. Elles se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau.
- Les laves torrentielles, phénomènes se produisant dans les lits des torrents au moment des crues, sont caractérisées par une concentration en matériau solide très élevée ressemblant plus à l'écoulement d'une pâte que d'un liquide à proprement parler.

III.2.1.1.1 Retrait et gonflement des argiles

Les sols argileux sont des sols fins et leur comportement dépend principalement de leur teneur en eau. 20% des principaux désordres identifiés sur les bâtis sont dus à la présence de sol très compressible ou sensible à l'eau.

a) Le Comportement des argiles

Les argiles sont définies comme des sols fins qui voient leur consistance se modifier en fonction de la teneur en eau. Un matériau argileux desséché est dur et cassant, alors qu'il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces différences de consistance s'accompagnent de variations de volume.

La tranche la plus superficielle du sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est soumise à l'évaporation ; La végétation puise l'eau des sous-sols. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures.

En présence d'eau (pluie, fuite de réseaux ...), les phénomènes s'inversent. L'hydratation entraîne un gonflement des argiles.

b) L'influence sur les bâtis

Un bâtiment constitue une membrane relativement étanche qui empêche l'évaporation du matériau : on conserve l'équilibre hydrique au centre, mais en s'éloignant, le déséquilibre s'accroît.

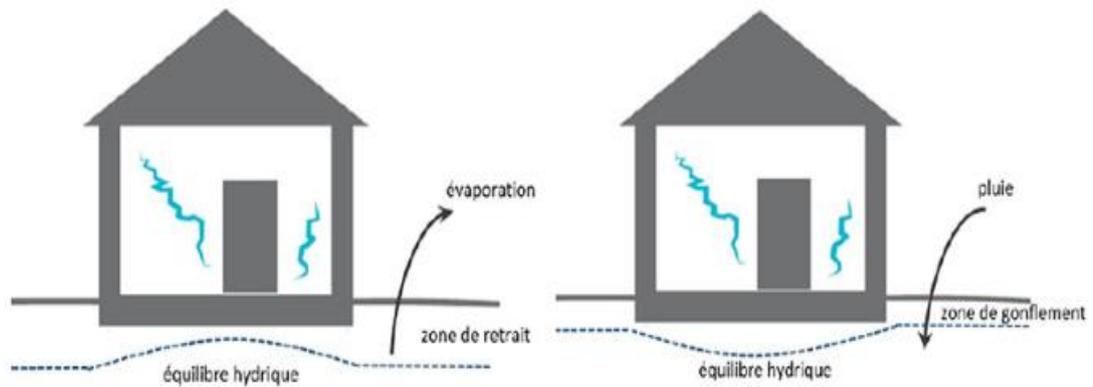


Figure III.1 Retrait et gonflement des argiles.

Les désordres observés sont des fissurations des structures, des distorsions des ouvertures, des ruptures de canalisations...

Le RETRAIT et le GONFLEMENT se produisent dans les couches superficielles du sol et affectent donc les constructions et les dallages fondés superficiellement (figure III.1).

L'ampleur de cette sinistralité peut être limitée par le respect des règles de construction et par la prise en compte des conditions géologiques locales.

III.2.1.1.2 Les glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques dangereux pour les constructions et pour les personnes. Quelques mètres cube suffisent à complètement déstabiliser une habitation. Et plusieurs milliers de mètres cube peuvent engloutir un village....

a) Définition

On appelle **glissement de terrain** le déplacement plus ou moins rapide vers le bas et l'extérieur de masse de terre, éventuellement de roches, le long d'une pente. La surface de rupture c'est-à-dire la partie de la pente qui a glissé peut-être rotationnelle si elle est de forme incurvée ou plane si elle est droite.

Le glissement de terrain peut être superficiel ou profond et concerner tout un pan de montagne par exemple. Un glissement de terrain est **dangereux et destructeur** non seulement par le glissement du terrain lui-même mais aussi par l'accumulation en bas de la pente de terre, de roche et de débris divers (figure III.2).

b) Les facteurs déclenchant un glissement de terrain:

- **La nature du sol et du sous-sol** : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser. Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).
- **L'eau** : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.
- **La sécheresse** : Une terre trop sèche peut perdre de sa cohésion, s'effriter et glisser.
- **L'érosion** : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.
- **Les activités humaines** : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entraîner un glissement. De même des constructions en

bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant. La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraîne une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entraîner un glissement de terrain.

- **L'activité sismique** : En zone sismique, une secousse même minime peut faire bouger une pente déjà sensibilisée par d'autres facteurs de fragilisation.



Figure III.2 La vallée du Saint-Laurent est l'un des trois endroits au monde les plus propices aux glissements de terrain en raison de ses sols argileux.

III.2.1.1.3 Les effondrements de cavités souterraines

Ces phénomènes combinent des processus liés à la gravité mais aussi à l'évolution des cavités souterraines naturelles avec la dissolution de certaines roches (gypse) et aggravés par les activités humaines (carrières et ouvrages souterrains). Les effondrements affectent alors le toit de la cavité et provoquent, en surface, une dépression généralement de forme circulaire ou la formation de fontis. L'exploitation par chambres non ou mal remblayées crée des effondrements différés. Le toit des chambres supporte les terrains sus-jacents sur une épaisseur souvent importante. On observe une dégradation des galeries qui peut gagner de proche en proche vers le haut. Les terrains sus-jacents s'effondrent jusqu'à provoquer une vaste ouverture à l'air libre ou fontis (figure III.3).

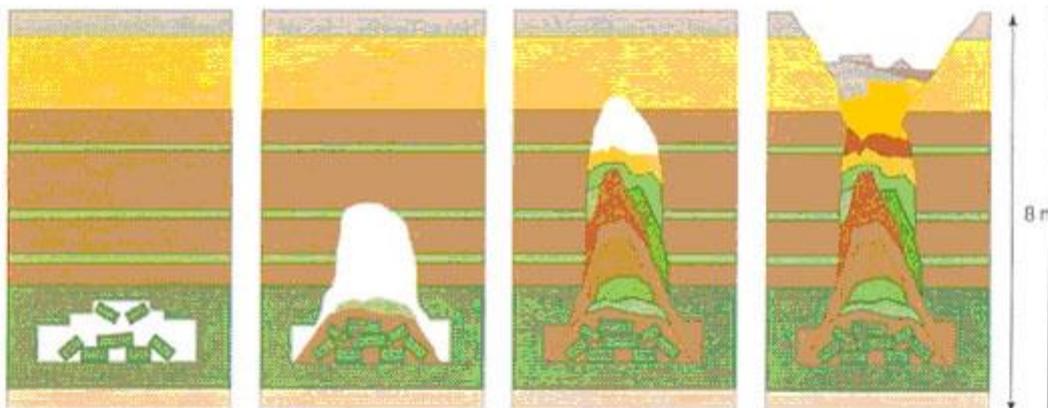


Figure III.3 Schéma d'évolution d'un fontis.

L'une des spécificités majeures de cette problématique, spécifique des mouvements de terrain, relève de la dimension « cachée » de l'aléa souterrain, souvent invisible pour les populations et oublié de tous surtout lorsque les cavités sont anciennes.

a) Origines et conséquences des phénomènes associés

La présence d'une cavité engendre la modification de l'équilibre des éléments dans le sol. Pour tous les types de cavités, des dégradations sont à prévoir du fait que les caractéristiques mécaniques du matériau encaissant diminuent progressivement.

Les cavités souterraines et les désordres qu'elles sont susceptibles d'entraîner constituent un risque majeur pour les aménagements et parfois pour la vie humaine.

✓ Les affaissements

Un affaissement est une déformation souple, sans rupture et progressive de la surface du sol se traduisant par une dépression en forme de cuvette, généralement à fond plat, et sur des terrains plutôt élastiques qui vont supporter la déformation sans rompre. Ce type de désordre se développe parfois sur plusieurs hectares au droit de vastes carrières ou mines. Il s'agit souvent d'un phénomène symptomatique des carrières souterraines soit mal remblayées soit, lorsqu'elles sont profondes, recouvertes par des formations "souples". Généralement, ce ne sont pas tant les affaissements à proprement parler (déplacements verticaux) qui affectent les bâtiments et infrastructures de surface, mais plutôt les déformations du sol (déplacements horizontaux, flexions, etc.). Si des désordres sensibles peuvent affecter le bâti et les infrastructures (notamment les réseaux enterrés) présents dans l'emprise des cavités, les affaissements de surface ne présentent que très exceptionnellement et souvent indirectement un danger pour les personnes en raison de la progressivité du phénomène (figure III.4).

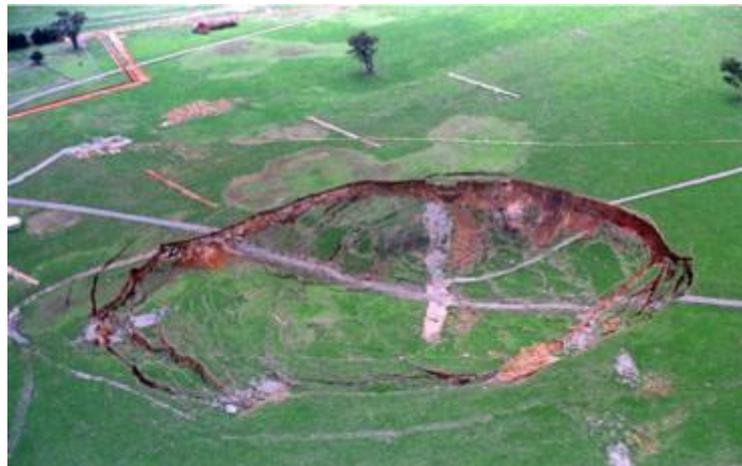


Figure III.4 Effondrement minier survenu sur la mine d'Elura située à 600 km à l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie, découverte dans les années 1970.

✓ Les effondrements localisés

Un effondrement localisé se manifeste classiquement par l'apparition soudaine d'un cratère d'effondrement dont l'extension varie de moins d'un mètre de diamètre à quelques dizaines de mètres au maximum (figure III.5).

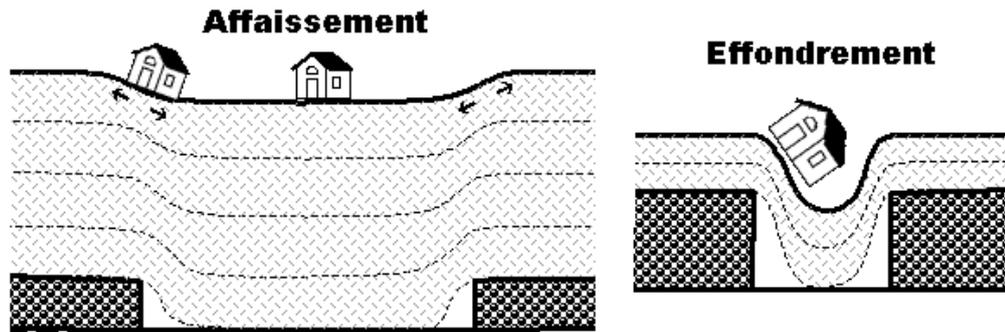


Figure III.5 Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement.

Plusieurs phénomènes peuvent être à l'origine de ce type de désordre en surface :

- *La remontée de cloche de fontis ;*

Effondrement brutal et localisé se manifestant sous la forme d'un entonnoir ou d'un cratère, le fontis est le plus souvent provoqué par la remontée, plus ou moins lente, d'une cloche de vide vers la surface à la suite de la rupture du toit d'une cavité (figure III.6). Ce phénomène peut être à l'origine de dégâts importants aux ouvrages et est associé à un risque élevé de victimes physiques en raison de la rapidité et des dimensions du phénomène.



Figure III.6 La remontée de cloche de fontis.

- *Le déboufrage*

Le plus souvent provoqué par des circulations d'eau massive, le déboufrage correspond à l'entraînement gravitaire du matériau de comblement d'une cavité : (poche d'argile dans une cheminée ou une fissure karstique ; bouchon remblayé d'un puits de marnière ou de carrière). Ce phénomène peut conduire à l'apparition, brutale ou progressive, d'un vide en surface, généralement d'assez petite dimension (quelques m²) (figure III.7).



Figure III.7 Exemple des fermetures de tête de puits circulaire en briques (Pas-de-Calais) et rectangulaire par maçonnerie en moellons (Marne).

- *La suffosion*

Phénomène d'érosion interne, la suffosion affecte principalement les sables et les limons. Causée par des circulations rapides d'eau interstitielle, elle provoque le développement de boyaux de diamètre décimétrique par entraînement des particules fines dans la masse du sol (figure III.8). Lorsque la taille de ces vides devient trop importante, des effondrements brutaux de terrain peuvent localement survenir entraînant souvent des désordres en surface. La suffosion peut être provoquée par une circulation naturelle d'eau, mais elle est plus fréquente au droit de canalisations enterrées fuyardes.



Figure III.8 Types de berges et trous de suffosion associés.

- ✓ Les effondrements généralisés

Les effondrements généralisés, également appelés effondrements en masse, se traduisent par un abaissement à la fois violent et spontané de la surface sur parfois plusieurs hectares et plusieurs mètres de profondeur, tout le terrain au-dessus de la cavité s'effondrant d'un coup (figure III.9).

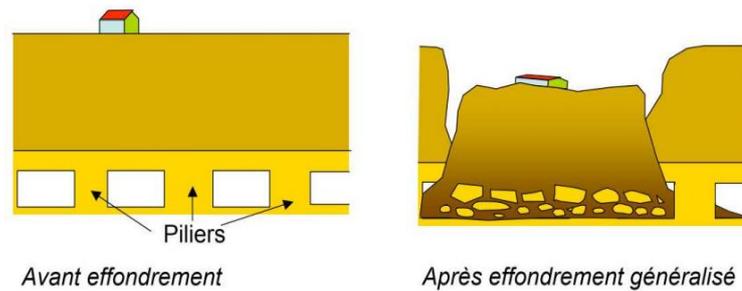


Figure III.9 L'effondrement généralisé.

III.2.1.1.4 Les tassements et les affaissements

Le tassement c'est l'augmentation de la densité et diminution de la macroporosité du sol qui perturbent les fonctions du sol, gênent la pénétration des racines ainsi que les échanges aqueux et gazeux.

a) Tassement uniforme

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne provoquent pas de désordres dans les constructions, mais ils peuvent causer des désordres fonctionnels (figure III.10).

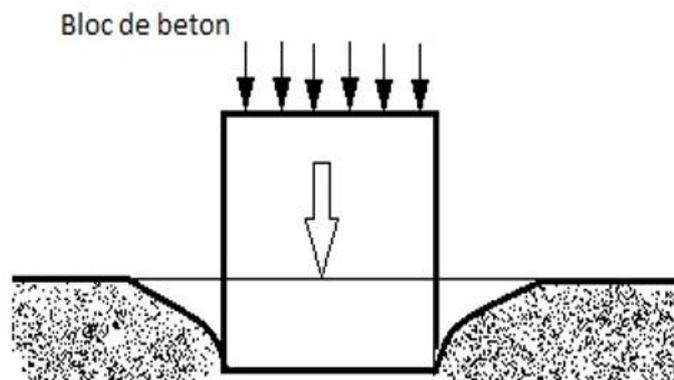


Figure III.10 Tassement uniforme.

Ce type de tassements se manifeste principalement lorsque les fondations sont assez rigides et reposent sur une importante couche de sol compressible ou bicouche.

Généralement, dans le cas de sol compressible dont la couche est importante, toutes les mesures nécessaires doivent être prises pendant la conception.

Ce n'est pas le cas pour les bicouches qui sont constituées d'une couche très compressible surmontée d'une autre couche relativement résistante mais de faible épaisseur. La force portante à la partie supérieure de la couche compressible est fonction de la valeur du rapport H/B (H étant l'épaisseur de la couche résistante et B étant la largeur de la semelle qui conditionne la répartition des charges à travers la couche résistante). Par exemple, les immeubles d'habitation de Santos au Brésil posés sur une mince couche de sable reposant sur 70m d'argile molle tassent couramment de 0.80m à 1.50m.

b) Tassement différentiel

Le tassement différentiel est par définition un mouvement d'enfoncement du sol non uniforme sous l'action d'une charge. Ce phénomène peut provoquer de graves désordres dans la structure des constructions se traduisant par l'apparition de fissures pouvant atteindre plusieurs mètres.

Il se manifeste soit par un basculement soit par de graves désordres dans les éléments non structuraux et parfois dans la structure elle-même si le tassement est important (figure III.11).

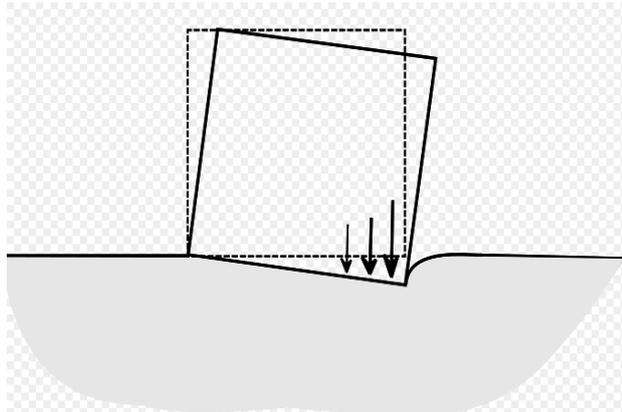


Figure III.11 Tassement différentiel.

III.2.1.1.5 Les écroulements et les chutes de blocs

Les éboulements et chutes de blocs sont des mouvements de terrain rapides résultant de l'action de la pesanteur sur des éléments rocheux (figure III.12).



Figure III.12 Éboulement de terre à Bukavu.

- Éboulements en falaise de bord de mer

Les éboulements (ou écroulements) sont des phénomènes rapides et/ou événementiels, mobilisant des éléments rocheux plus ou moins homogènes, avec peu de déformation préalable. En fonction de la taille des blocs et du volume de matériaux mobilisés on distingue les chutes de blocs, des éboulements en masse, des éboulements en grande masse (figure III.13).



Figure III.13 Ecoulement des falaises.

III.2.1.1.6 Les coulées boueuses

Les coulées d'eau boueuse sont des écoulements fortement chargés de terre en suspension qui a été détachée par les pluies et le ruissellement ; elles sont une manifestation de l'érosion hydrique. Ces écoulements progressent vers l'aval (transfert) et provoquent des inondations boueuses qui peuvent atteindre des zones urbaines et causer des dégâts considérables (figure III.14).



Figure III.14 Des coulées d'eau boueuse en Alsace.

III.2.1.1.7 Les laves torrentielles

Les laves torrentielles sont un mélange épais d'eau et d'éboulis meubles, du type de ceux que la fonte des glaciers laisse à découvert. Elles se forment pendant le semestre estival, lorsque ces éboulis se mettent brusquement en mouvement sur des versants raides lors de fortes précipitations ou pendant la fonte des neiges. Les laves torrentielles suivent des torrents existants et peuvent même creuser un nouveau ravin. Ce mélange dévale le versant par vagues à une vitesse qui peut dépasser 50 km/h, c'est-à-dire celle d'une voiture en ville. Une lave torrentielle contient une plus grande proportion de rochers qu'une crue, mais une plus grande proportion d'eau qu'un *glissement de terrain*. En raison de leur densité, les laves torrentielles peuvent même entraîner des blocs de rochers de plusieurs tonnes. C'est pourquoi elles sont si rapides et si dangereuses (figure III.15).



Figure III.15 Laves torrentielles : danger accru par les pluies continues.

III.2.2 Le séisme

Un tremblement de terre, ou séisme, résulte de la libération d'énergie accumulée par les déplacements et les frictions des différentes plaques de la croûte terrestre (phénomènes regroupés sous le nom de tectonique des plaques). La majorité d'entre eux n'est pas ressentie par les humains.

Les effets d'un tremblement de terre peuvent être divers.

De la simple vibration du sol à la modification du paysage, tout dépendra de la magnitude du tremblement de Terre, de sa profondeur et de la distance à l'épicentre. La nature du sol joue aussi sur l'amplification des ondes.

De manière générale, on peut distinguer (figures III.16-III.17-III.18):

- Les dégâts aux bâtiments
- Les glissements de terrains
- L'émergence de la faille en surface avec modification du paysage
- La liquéfaction des sables

Les tremblements de Terre sous-marins sont aussi la cause de Tsunami qui sont souvent beaucoup plus destructeurs que le tremblement de Terre lui-même.



Figure III.16 Séisme de Bejaia: plus de 300 bâtisses affectées.



Figure III.17 Les glissements de terrains, séisme Mila le 07 Aout 2020.



Figure III.18 L'émergence de la faille en surface avec modification du paysage.

III.2.2.1 Liquéfaction du sol

Le phénomène de liquéfaction des sols meubles lors d'un séisme, plus généralement de vibrations, est un évènement catastrophique (figure III.19). De nombreux et importants sinistres sont ainsi rencontrés. Il est décrit comme le fait que le sol se comporte pendant un court instant à la manière d'un fluide visqueux. Ce phénomène est principalement rencontré dans les milieux côtiers et des sols sableux, ainsi que les argiles sensibles. Il se produit si le sol est saturé et soumis à des sollicitations rapides, telles que les séismes, les raz-de marée, les explosions.

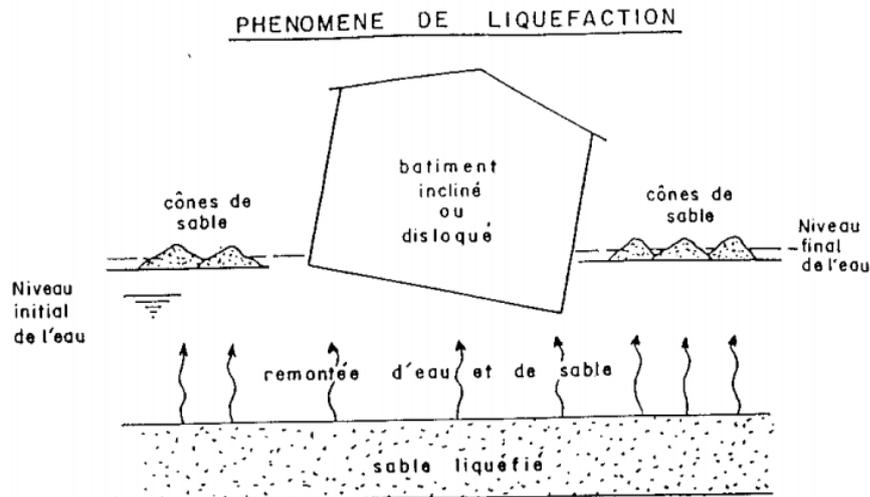


Figure III.19 Le phénomène de liquéfaction du sol.

La liquéfaction se produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause de la sollicitation rapidement appliquée (un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide). En effet, sous la sollicitation, les particules du sol ont tendance à se structurer de manière plus dense, en diminuant les vides, qu'à leur état initial. La vitesse de l'évènement ne permet pas à l'eau de s'évacuer, les pressions interstitielles augmentent alors très fortement. Cette augmentation des pressions diminue ainsi les forces de contact entre les particules du squelette du sol, diminuant donc la capacité portante de ce dernier. A cet instant, si de nombreuses particules perdent le contact entre elles, le sol perd toute résistance et se comporte alors plus comme un liquide que comme un solide. Le sol est donc liquéfié. La photo. Ci-dessous (figure III.20) représente les effets d'une liquéfaction sur un quartier au Japon.



Figure III.20 Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata 1964 Quartier Kawagishi-Cho.

a) Explication de deux exemples dus à liquéfaction du sol



Figure III.21 Bon sol a permis d'éviter à la citerne de basculer Séisme de Kobé, 1995.



Figure III.22 Bâtiment se situe en Taïwan, zone à fort risque sismique.

A gauche (figure III.21) - Tassement du sol sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction. La présence de fondations descendues au bon sol a permis d'éviter à la citerne de basculer. Néanmoins, le type de liaison entre les têtes de pieux et l'ouvrage les rend vulnérables à l'action horizontale d'une réplique violente. Séisme de Kobé, 1995.

A droite (figure III.22) - Photo d'un immeuble sur radier ayant basculé sous l'effet du tassement de sol consécutif à un phénomène de liquéfaction. Dans ce cas, les fondations ne descendaient pas au-delà de la zone liquéfiable. Une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier peut dissimuler une couche liquéfiable plus profonde. Séisme de Taiwan.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par:

- Leur nature : sables, limons, vases
- Leur cohésion : formations peu compactes
- Leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- Leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

b) Effets induits par la liquéfaction

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers (figure III.23).



Figure III.23 Bâtiment renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980.

Durant le séisme de Niigata (1964) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable (figure III.24) et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Niigata et à Boumerdes (figure ci-dessous).



Figure III.24 Ebullition de sable.

Durant le Séisme de Kobé 1995, des pieux dénudés (figure III.25) et autres cisailés (figure III.26) due aux sollicitations au cisaillement et en compression en tête de pieux sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction.



Figure III.25 Pieux dénudé

Figure III.26 Cisaillement de pieux

Pour le pieux dénudé sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction. A hauteur du niveau d'eau on voit qu'en outre les aciers longitudinaux ont flambé sous l'effet d'un effort en compression. Alors que pour le pieux cisailé à un phénomène de liquéfaction. Il est nécessaire que les bèches périphériques mobilisent le sol pour éviter le cisaillement des têtes de pieux. En cas de sol potentiellement liquéfiable, il faut tenir compte de la hauteur possible du tassement.

III.2.3 L'érosion côtière

L'érosion côtière est le processus naturel responsable de l'abaissement des plages, du recul des dunes et des falaises. Elle façonne les côtes par l'action des vagues, des courants et du vent (figure III.27).

Sur les côtes rocheuses, elle se manifeste par le creusement du pied des falaises fragilisées par l'infiltration d'eaux pluviales dans la roche, conduisant à leur éboulement. Rappelons que, par définition, les falaises sont des formes d'érosion, elles ne peuvent que reculer.

Près de 70 % des plages de la planète traversent une phase d'érosion : un problème qui représente une menace pour le littoral, et donc pour le développement touristique et la pérennité des infrastructures...



Figure III.27 L'érosion côtière.

Les plages se forment grâce à l'apport des sédiments transportés par les cours d'eau ou produits par l'érosion des côtes rocheuses. Leur stabilité dépend donc de l'équilibre entre le dépôt de ces sédiments et leur redistribution par les courants côtiers. Lorsque la perte de sédiments est supérieure à l'apport, il y a érosion du littoral.

III.2.3.1 Les causes principales de l'érosion

Si des causes naturelles sont toujours évidentes, comme la houle, le vent, les courants, les marées..., l'activité humaine influe de plus en plus sur le profil des plages. On dénombre ainsi plusieurs facteurs d'érosion directement liés à l'homme:

- ✚ L'urbanisation du littoral : la construction d'immeubles, de promenades, de routes... renvoie la houle et empêche le déferlement des vagues. Leur énergie n'est plus dissipée le long des plages et le phénomène érosif s'accroît (figure III.28).



Figure III.28 L'urbanisation du littoral.

- ✚ La construction des ports, qui empêchent le déplacement des sédiments le long de la côte.
- ✚ La domestication des cours d'eau : la construction de barrages réduit les apports solides des cours d'eau qui se jettent dans la mer.
- ✚ La sur-fréquentation de certaines plages, qui détériore les massifs dunaires.
- ✚ La dégradation des plantes marines, par la pollution, les chaluts, les mouillages sauvages... Or, ces plantes freinent l'érosion des côtes en stabilisant les fonds marins et en dissipant l'énergie de la houle.
- ✚ La mauvaise conception d'ouvrages de défense, qui en luttant localement sur un problème, le déplacent sur les plages voisines.

III.2.3.2 Conséquences de l'érosion

Sur les bords de mer dépourvus d'ouvrages de défense ou de solutions de dépôt de sédiments (engraissement), les conséquences peuvent être critiques (figures III.29-III.30):

- ✚ Disparition de la plage.



Figure III.29 Disparition de la plage.

- ✚ Erosion des falaises, provoquant éboulement et chutes de pierres.



Figure III.30 Erosion des falaises.

- ✚ Dégradation des habitations en front de mer.
- ✚ Altération des routes, des chemins...

Chapitre IV : Pathologies des fondations superficielles et profondes

IV.1 Introduction

La cause principale des désordres des fondations provient des tassements différentiels des sols porteurs, ce qui cause la perte de la planéité des fondations et la dégradation du mortier constituant la maçonnerie des fondations. Toutefois, diagnostiquer un désordre au niveau des fondations revient à observer de près les désordres apparents sur les murs en superstructure, à savoir : les déformations et les fissures.

IV.2 Tassement du sol

Le sol est un matériau comme les autres, il a aussi une limite élastique, et une certaine aptitude à la plasticité. Ceci nous permet de donner des explications du phénomène des tassements.

Le sol porteur se déforme sous l'action d'une charge. Il y'a une différence de niveau, un tassement par rapport au niveau initial. Si lorsque les charges sont élevées, le sol revient à son niveau initial au bout d'un certain temps, on parle de tassement élastique. S'il reste un tassement résiduel après levée des charges, on parle de tassements plastiques.

IV.2.1 Tassement différentiel

Quand on parle de tassement différentiel, on désigne le mouvement relatif de différentes parties de la structure qui résulte d'une consolidation inégale du sol d'appui. Cela peut parfois entraîner la ruine de l'ouvrage

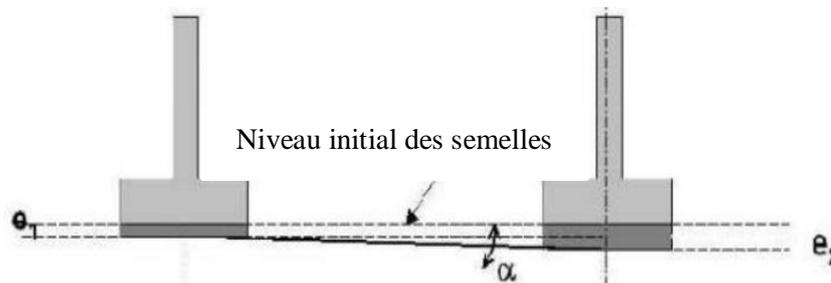


Figure IV.1 Tassement différentiel.

Le tassement différentiel peut être responsable de dégradation pouvant mener jusqu'à la ruine d'une construction. Le fonctionnement est le suivant : en fonction de la construction du sol d'assise, des différences de comportement peuvent apparaître sous des semelles, de sorte que le tassement absolu ' e_1 ' soit dépassé par une semelle. Le tassement de la semelle ' e_2 ' dépasse le tassement absolu prévu de l'ensemble du sol sous les semelles du bâtiment. Il en résulte un tassement $e_2 > e_1$ appelé tassement différentiel avec une déflexion angulaire ' α ' (figure IV.1).

Les causes des tassements différentiels sont multiples, mais les plus fréquemment rencontrés sont :

- Les sols compressibles,

- Les remblais récents,
- La non homogénéité du sous-sol de fondations,
- L'emploi des fondations hétérogènes,
- Les affouillements du sol sous les fondations,
- La modification du volume de certains sols en fonction de la teneur en eau,
- La non homogénéité de la super structure,
- Et autres.

IV.2.1.1 Le sol et la conception en cause

IV.2.1.1.1 Inégalité des charges supportées par les fondations – Sol homogène

Cette inégalité des charges supportées peut être en générale dus à la différence dans le poids propre ou la différence des surcharges d'utilisation. Dans ces cas la partie la plus lourde de la construction marque un tassement plus important que l'autre partie avec risque de fissuration entre les deux parties (figure IV.2). Il est donc obligatoire de prévoir un joint de tassement séparant totalement les deux parties.

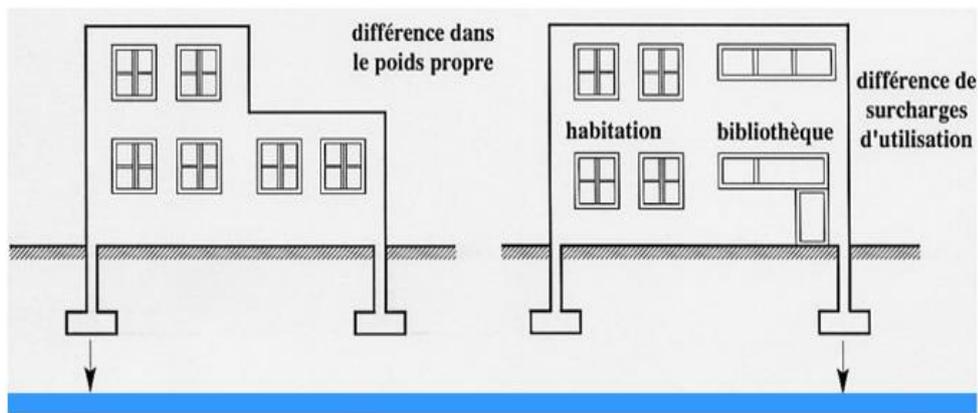


Figure IV.2 Tassement différentiel des fondations-Inégalité des charges-Sol homogène.

IV.2.1.1.2 Hétérogénéité du sol-Fondations différentes

L'hétérogénéité latérale de la profondeur du toit du rocher compact peut créer un « point dur » sous le projet. L'encastrement des fondations dans deux sols de nature et compacité différentes (rocher compact d'un côté et rocher altéré de faible compacité de l'autre) s'accompagnera de tassements différentiels et donc d'un risque de fissuration à +/- long terme. Parmi les solutions possibles c'est : réaliser une étude de sol permet d'estimer l'importance du tassement différentiel et de proposer une solution optimisée et adaptée pour votre projet.

A cause de l'hétérogénéité du sol, donc la différence de la profondeur du bon sol, le choix idéal du type de fondation peut être différent pour le même projet (figure IV.3). Les principaux types de fondation qu'on peut rencontrer fréquemment sont : les fondations (superficielles, profondes, semi- profondes, spéciales). Ces différents types peut être différencier par leur géométrie et leur fonctionnement. Alors que leurs choix sont liés à (la Qualité du sol, les Charges amenées par la construction, le Coût d'exécution).

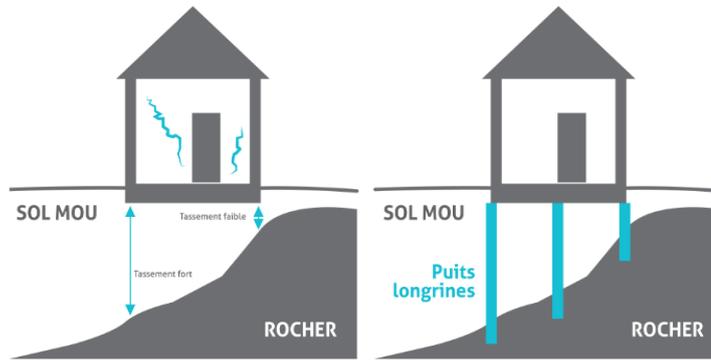


Figure IV.3 La présence du rocher à différentes profondeurs sous le projet.

Le choix d'une fondation superficielle et une autre sur pieux est une erreur de conception inadmissible (figure IV.4). La présence d'une zone molle peut donner lieu à un tassement supplémentaire (figure IV.5). On aurait un phénomène inverse si c'était plutôt un point dur (bloc de roche,...). Une bonne reconnaissance du sol est indispensable avant l'exécution de tout ouvrage.

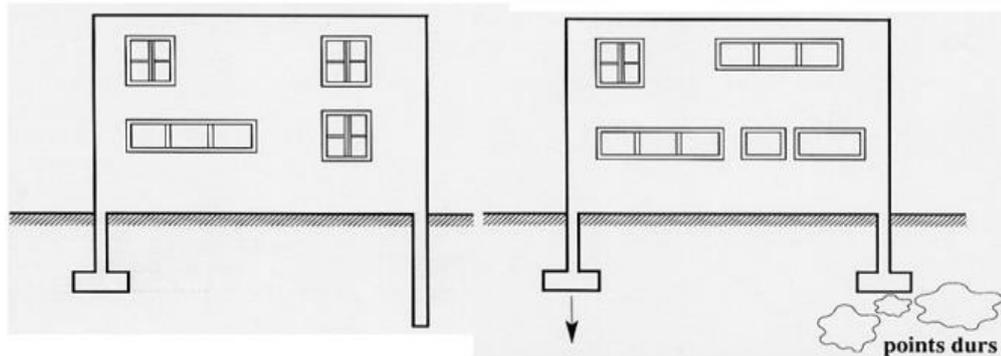


Figure IV.4 Fondations différentes et profondeurs différents du projet.

Figure IV.5 La présence des points durs au même profondeurs sous le projet.

IV.2.1.1.3 Décalage des tassements dans le temps

L'apparition des tassements différentielles dans le temps est certainement probable. Ces genres de tassements provoquent des conséquences nuisibles. Par exemple le décalage des tassements dans le temps pour bâtiment construit en plusieurs tranches (figure IV.6). Dans ce cas il faut soit prévoir un joint de tassement séparant totalement les deux tranches, soit construire tout l'immeuble ensemble en même temps.

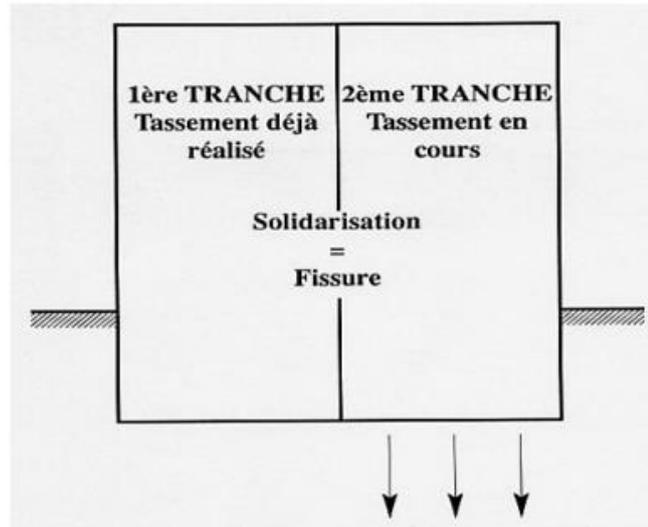


Figure IV.6 Tassement différentiel des fondations-Bâtiment construit en plusieurs tranches.

IV.2.1.1.4 Déblais réutilisés en remblais- Terrain en pente

Le terrain naturel étant en pente, on réalise alors une plate-forme en utilisant le déblai pour remblayer. Un bâtiment construit à cet endroit peut subir un tassement différentiel (figure IV.7). En effet, le remblai est plus compressible que le sol.

Les remblais ou le remaniement du sol font perdre la capacité portante du terrain...**Des solutions possibles** : réaliser une étude de sol permet d'estimer l'épaisseur du remblai ou du remaniement afin d'ancrer les fondations dans un sol homogène en nature et compacité.

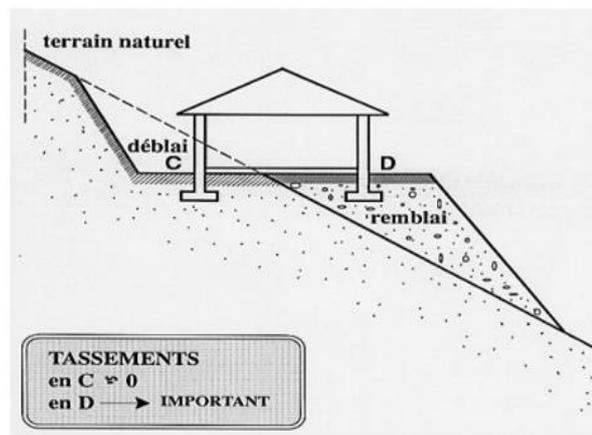


Figure IV.7 Tassement différentiel des fondations-Création d'une plate-forme sur terrain en pente.

IV.2.1.1.5 Les remblais récents

Les remblais sont utiles pour niveler la surface ou encore pour l'aplanir. Néanmoins, cette structure n'est pas favorable pour les fondations, de nombreux désordres pouvant se présenter, surtout si les remblais sont récents ou d'épaisseur variable ou encore s'ils ne sont que partiels au-dessous de la construction (figure IV.8). Des remblais insuffisamment compressés ou encore ceux qui compriment un terrain naturel sont à l'origine des désordres des fondations. Plusieurs cas de désordres peuvent se présenter:

- Désordre sur des fondations hétérogènes : ce cas se présente quand la construction est bâtie à la fois sur un sol déjà en place et sur un sol remblayé. Il arrive alors que la construction présente des fissures ou des faux aplombs.
- Désordre sur un terrain compressible remblayé : la technique de remblayage d'un terrain requiert un compactage minutieux du sol à chaque fois que du remblai y est ajouté. Cependant, le remblai peut être à l'origine d'une surcharge importante du sol en profondeur surtout s'il est compressible (cas fréquent dans les anciens marécages remblayés pour devenir des zones industrielles ou marécageuses).
- Désordre par frottement négatif : De par leur densité, les remblais peuvent enfoncer les fondations sur pieux superficielles et profondes. Deux cas peuvent se présenter : si le terrain d'origine est compressible, l'ajout de remblai va créer un frottement négatif, s'ajoutant ainsi à la charge transmise. Par contre, si la pointe du pieu est en contact avec une couche compacte, le pieu pourrait se casser suite à un frottement négatif.
- Désordre par glissement du sol : quand on remblaie un sol argileux en pente ou tout autre terrain peu consistant, il pourrait y avoir glissement de sol. Cela se présente aussi quand un mur de soutènement est bâti sur un sol peu consistant.
- Désordre suite à des poussées obliques au niveau des fondations profondes : si les remblais sont réalisés sur un terrain en pente et peu compacte, des poussées obliques peuvent déformer le pieu en cas de surcharge (figure IV.9).

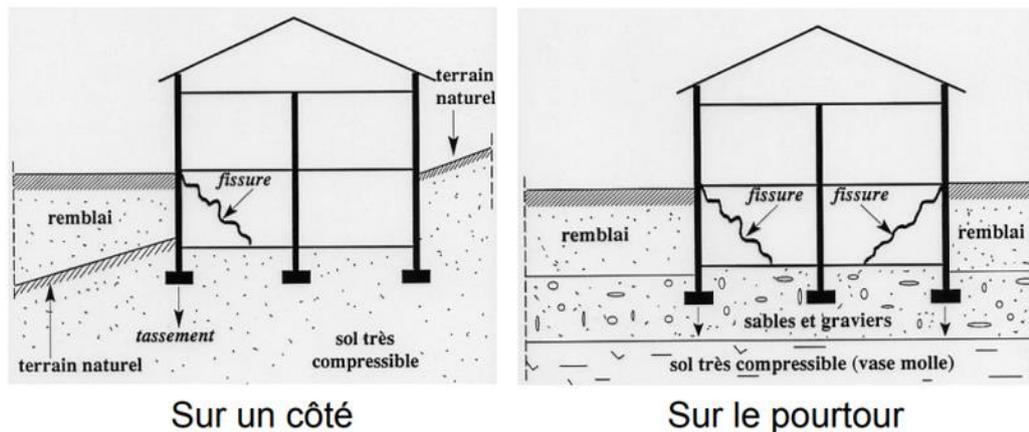


Figure IV.8 Désordre des fondations superficielles dus au remblais récents.

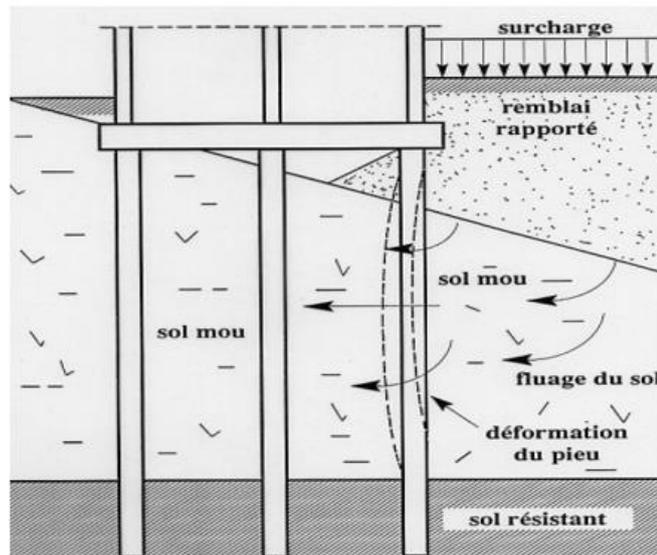


Figure IV.9 Désordre des fondations profondes dus au remblais récents.

IV.2.1.1.6 Strates ou remblais d'épaisseur variable ou hétérogènes

Un tassement différentiel augmente avec l'augmentation de l'épaisseur du remblai. L'immeuble « B » a marqué un tassement important par rapport à l'immeuble « A » à cause de l'augmentation de l'épaisseur du remblai (figure IV.10).

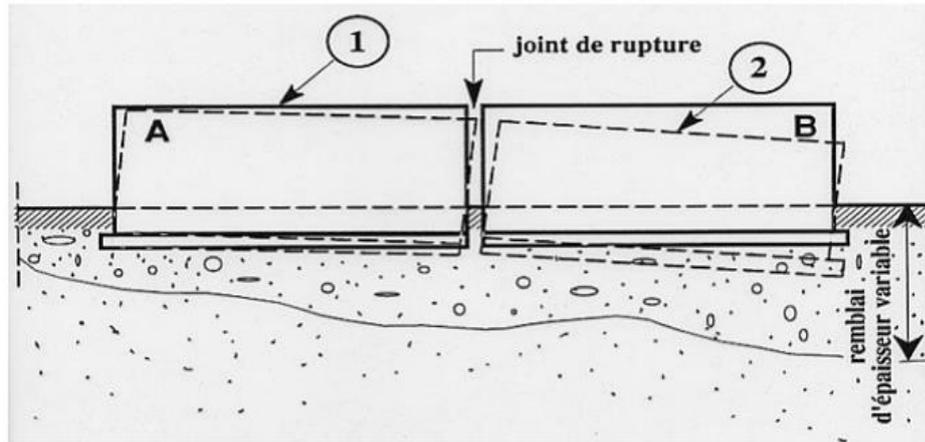


Figure IV.10 Tassement différentiel des fondations-Remblai d'épaisseur variable.

IV.2.1.1.7 Fondation sur terrain instable

Les causes liées aux sols instables sont bien détaillées dans le chapitre 3 de ce polycopié. En résumé les dégâts qui peuvent survenir à la construction et à la fondation sont dus par exemple : au glissement superficiel de terrain (Sol argileux en pente sur roche), à l'instabilité en profondeur (Eboulement souterrain, Carrières, mines, galeries, Dissolution des gypses, saline,...) (figure IV.11).

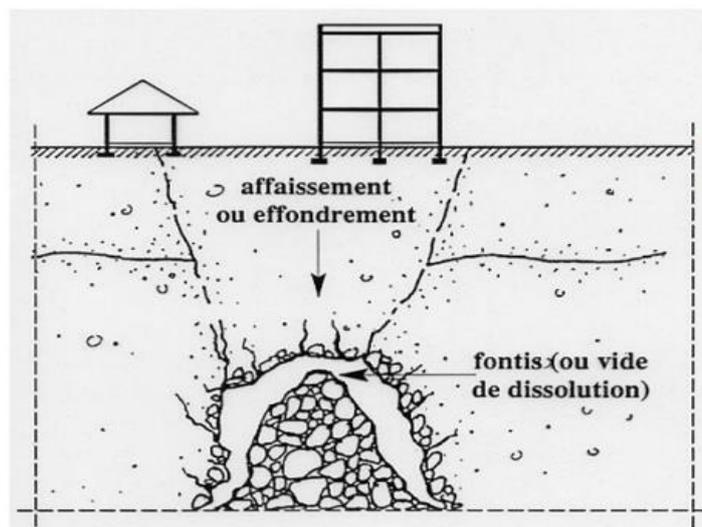


Figure IV.11 Tassement différentiel des fondations- terrain instable.

– **Manifestation des tassements**

Les désordres liés à des tassements différentiels non maîtrisés (figure IV.12), se manifestent sous forme de fissures quant peut les distinguer comme suit:

- ❁ Des fissures transversales dues à des contraintes de traction ;
- ❁ Des fissures longitudinales (parallèles de l'effort exercé) sont dues à des contraintes de compression;
- ❁ Des fissures inclinées (45°) aux niveaux des appuis dues un effort de cisaillement;
- ❁ Des fissures de dalles dues à un tassement de sols;
- ❁ Des fissures de cloisons dues à une flèche exagérée d'une poutre porteuse sous dimensionnée;
- ❁ Des fissures au droit ou à l'extrémité de dalles de plancher chauffant ou de dalles de terrasses insuffisamment protégées thermiquement.
- ❁ Des fissures au niveau des joints de la maçonnerie dues au retrait du mortier ;
- ❁ Des fissures à 45° depuis l'angle d'une ouverture ou d'un linteau pour une structure fragile ;
- ❁ Des fissures par blocs au niveau des joints pour les structures rigides comme des murs en béton banché ;
- ❁ Des fissures en escalier pour les structures en petits éléments maçonnés comme des murs en parpaings ;
- ❁ Des fissures en diagonale (fissures de cisaillement) lors d'un tassement différentiel d'un pignon par rapport au reste du bâtiment ;
- ❁ Des fissures horizontales dans le cas d'un tassement différentiel de pignon par traction ou gonflement ;
- ❁ Des fissures en escalier par tassement ou gonflement à l'angle ou au centre du bâtiment ;
- ❁ Des fissures dans un dallage liaisonné aux fondations.

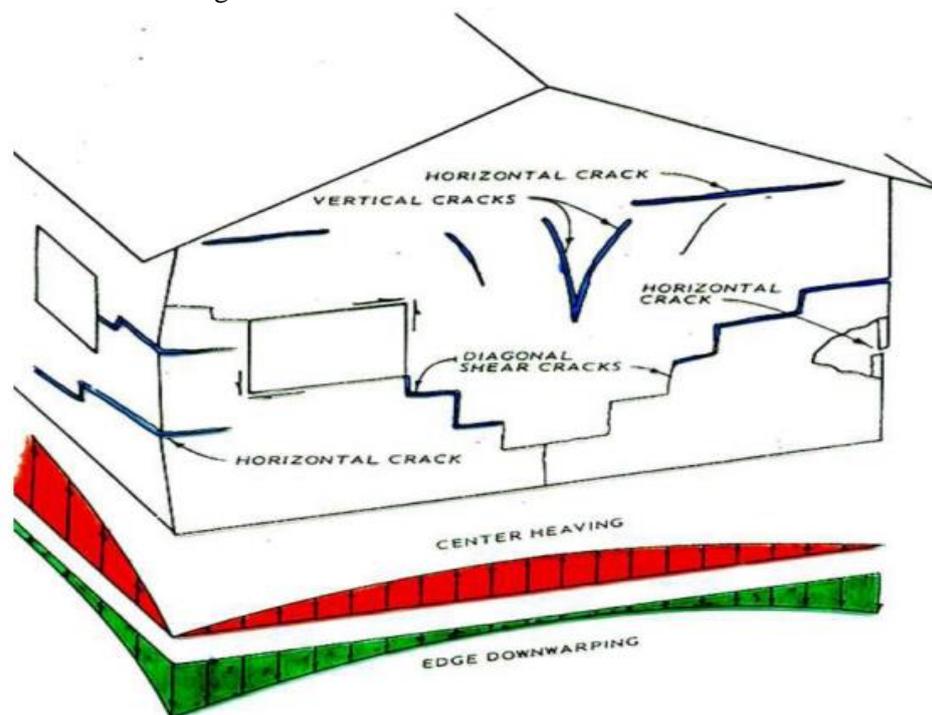


Figure IV.12 Manifestation des tassements (Fissuration).

IV.2.1.2 La mise en œuvre en cause :

La plupart des malfaçons graves sur les fondations sont abordés dans les premières chapitres, à l'exception de quelques-uns. En résumé les malfaçons sont :

- ❁ Le défaut d'horizontalité des fondations ;
- ❁ L'erreur de niveau du sol d'assise réelle ;

- Le non-respect des plans d'exécution : (Dimensionnement, position et nombre des armatures) ;
- Le mauvais dosage des bétons ;
- Le choix de constituants de mauvaise qualité ou inadapté ;
- Le non-respect des règles de mise en œuvre : (Terrassements avec des matériaux inappropriés et mal compactés, fond de fouille défectueux, Suppression du béton de propreté, enrobage insuffisant, ...)
- La non prise en compte des conditions climatiques : (Gel, pluie, venue d'eau, sécheresse) ;

Le gel est le facteur majeur qui risque de détériorer une assise car il provoque des variations de volume de l'eau contenue dans le sol. Les textes de D.T.U indiquent que les fondations doivent être descendues à une profondeur telle que leur base soit hors d'atteinte de la gelée (figure IV.13).

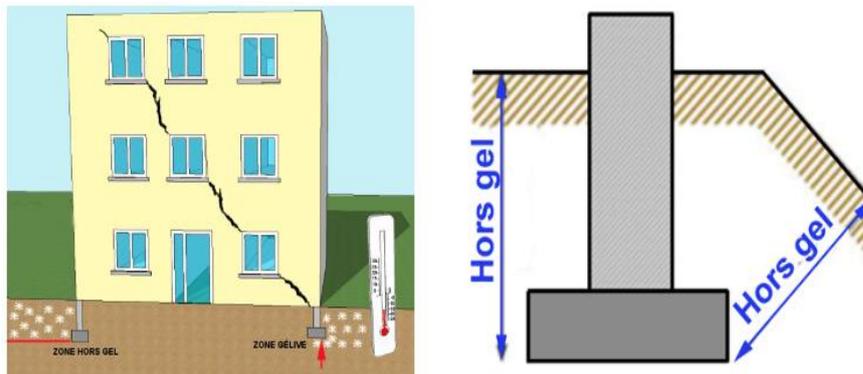


Figure IV.13 Des fissures inclinées dus au gel des fondations.

- Les défauts de réalisation des fondations profondes : (Profondeur insuffisante, coupure, étranglement, ...) (figure IV.14-IV.15)



Figure IV.14 Les défauts de réalisation des fondations profondes.

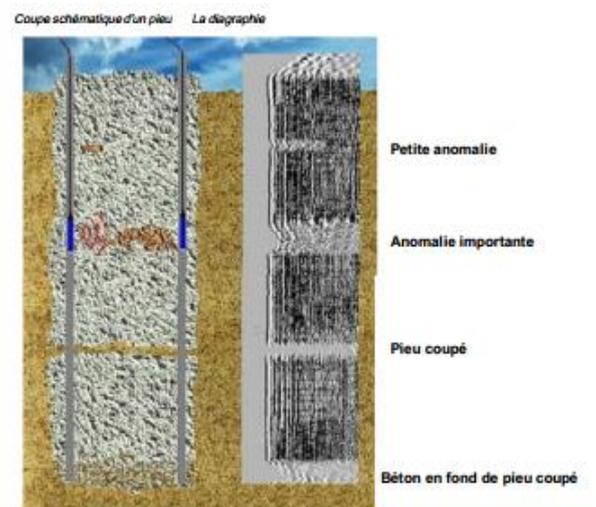


Figure IV.15 Coupe schématique d'un pieux mal réalisé.

IV.2.1.3 L'environnement en cause :

- L'environnement initial...
 - Milieux urbain ou rural
 - Agressivité des sols (naturelle ou liée aux activités environnantes)

– Le climat (figure IV.16) (gel/dégel, saturation/évaporation...) ...Et son évolution

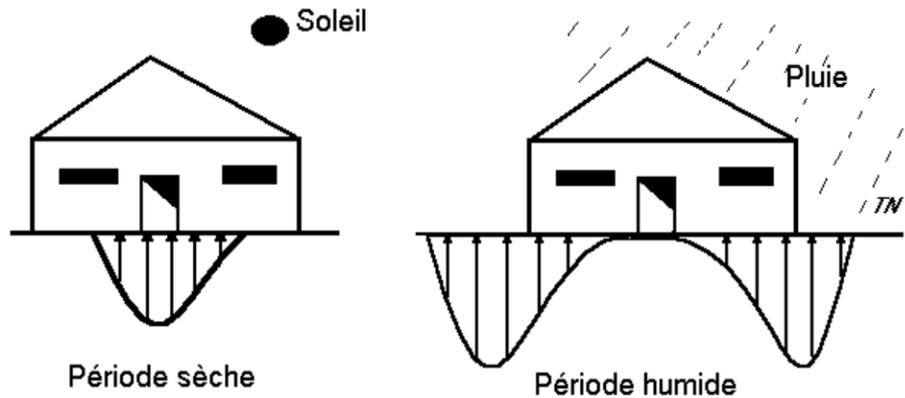


Figure IV.16 Le climat en cause (saturation/évaporation).

– Engins lourds (figure IV.17) ou vibrants, explosifs, battage de pieux (figure IV.18)



Figure IV.17 Excavation en limite d'un bâtiment.

- Travaux en sous-sol (galeries, égouts, ...)
- Constructions voisines

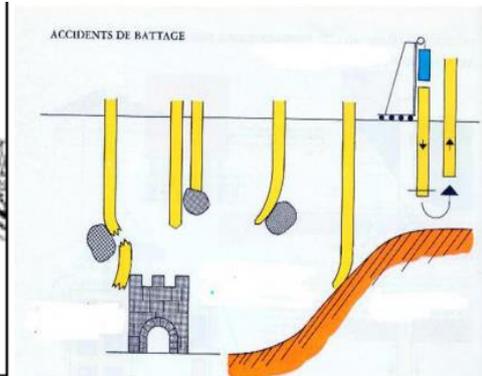


Figure IV.18 Accidents de battage des pieux.

Les travaux en sous-sol et la construction au voisinage peuvent être l'origine des pathologies de l'immeuble existant soit avec fondations superficielles ou profondes dans pour cette dernières, ces travaux et en plus des tassements de la nouvelle construction vont engendrés des poussés latérales donc des contraintes supplémentaires qui cause le flambement des pieux (figure IV.19).

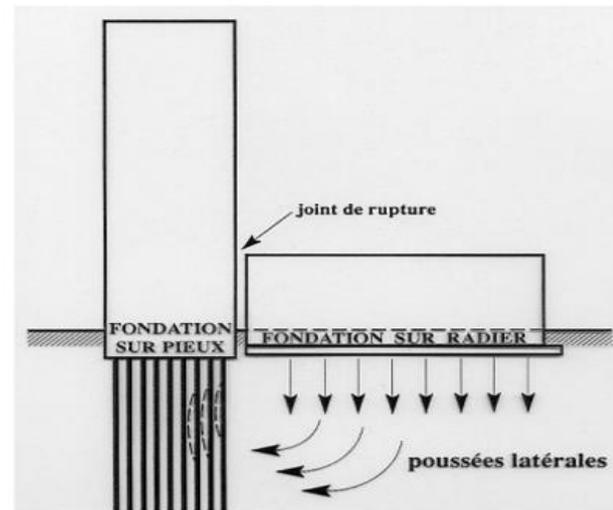


Figure IV.19 Travaux en sous-sol et/ou constructions voisines risque de déstabiliser le bâtiment.

IV.2.1.4 L'eau en cause :

- L'eau perturbe la résistance à la compression des sols
 - Affouillements de fondations superficielles ou non protégées

L'affouillement est un phénomène d'érosion causé par l'action des eaux, une action mécanique qui consiste en un creusement des fondations (figure IV.20).

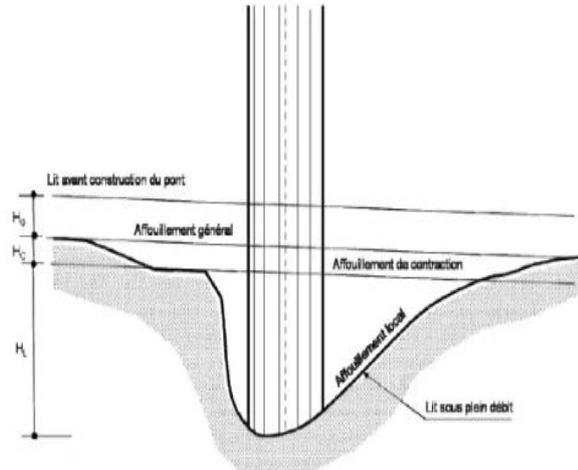


Figure IV.20 L'affouillements des fondations.

- Ruissellement en surface, rupture de canalisation
 - Soulèvement par poussées hydrostatiques (Archimède) (figure IV.21)

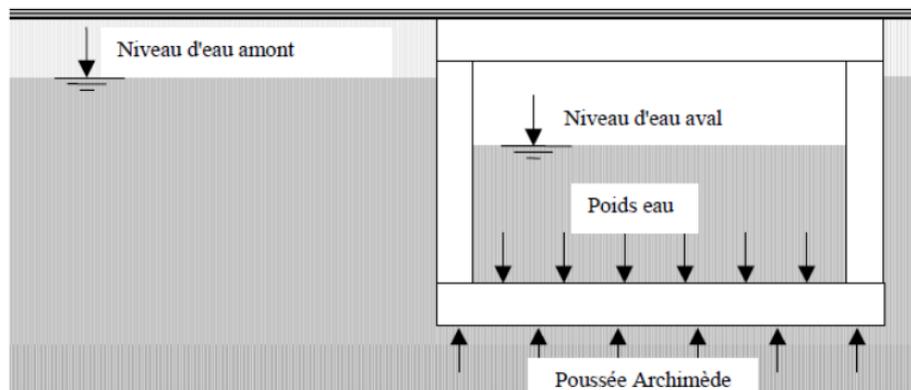


Figure IV.21 Actions des terres avec niveaux de nappes phréatiques dans le cas de la décrue.

- Nature du sol, variations du niveau de la nappe phréatique... (figure IV.22-IV.23-IV.24)
 - Soulèvement au gel et enfoncement au dégel

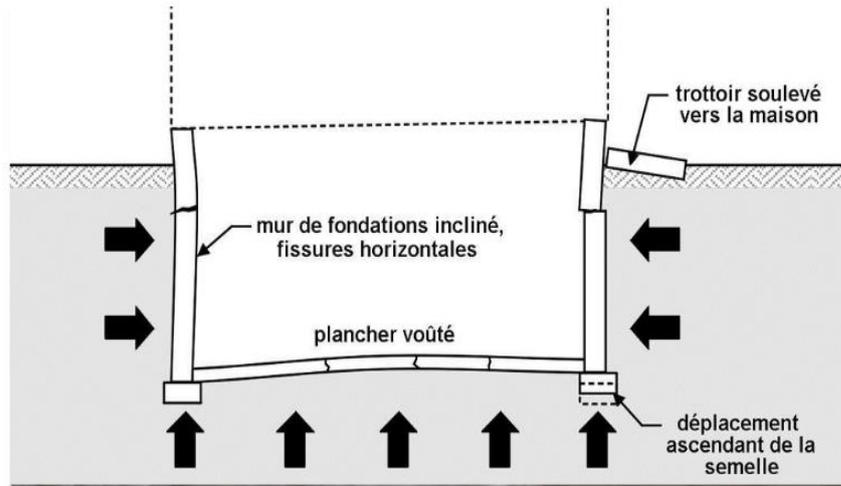
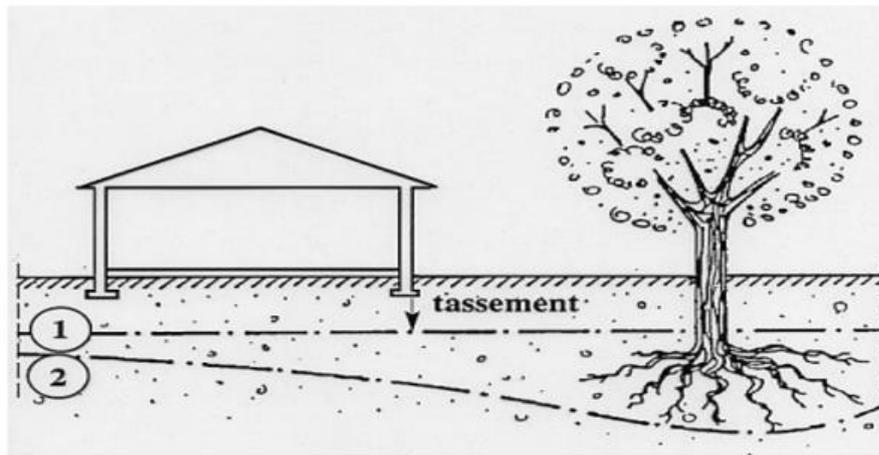


Figure IV.22 Soulèvement des fondations par le gel.



① Nappe initial ② Nappe après période sèche

Figure IV.23 Modification du niveau de la nappe par la végétation.

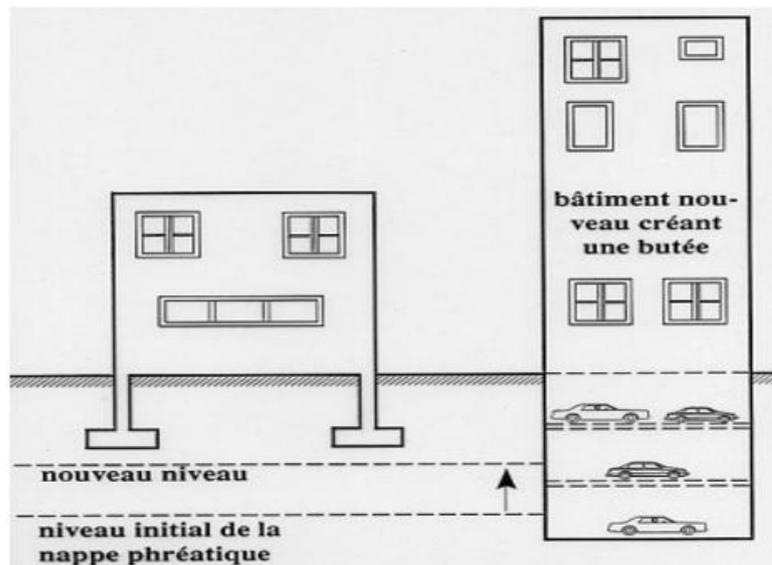


Figure IV.24 Modification du niveau de la nappe par une butée aux eaux de ruissellement.

- Expansion de l'eau entre les grains fins
 - Tassements, glissements, gonflements (figure IV.25)



Figure IV.25 Pathologie dus au gonflement des argiles.

- Variation de la teneur en eau (figure IV.26)

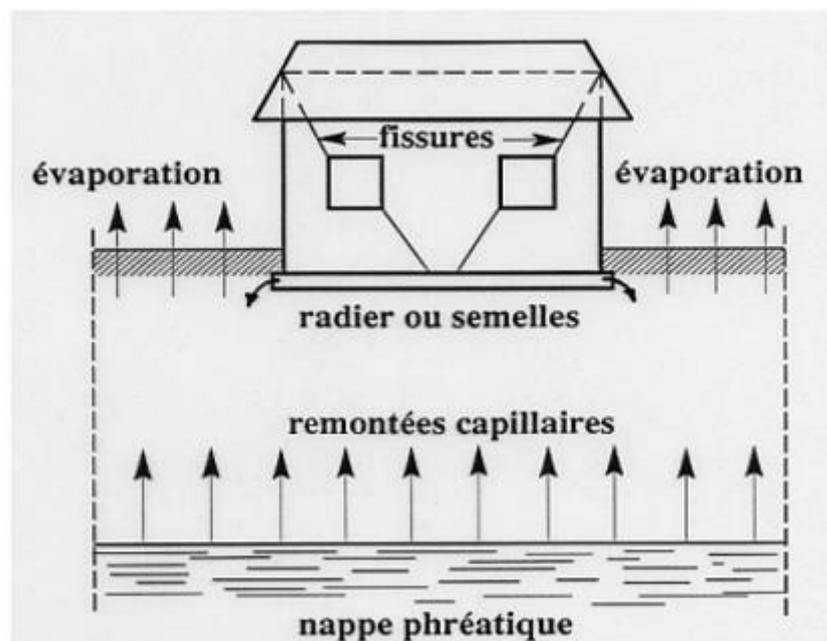


Figure IV.26 Pathologie dus aux sols très sensibles à la teneur en eau.

- Les eaux agressives détériorent les fondations
 - Pourrissement des pieux en bois (figure IV.27)



Figure IV.27 Pourrissement des pieux bois.

- Variation d'humidité, champignons (figure IV.28)
 - Corrosion des pieux métalliques (figure IV.29)



Figure IV.28 Champignons dus à la variation d'humidité.



Figure IV.29 Corrosion des têtes de pieux dans la zone d'éclaboussure.

- Voisinage de produits chimiques
 - Désagréations du béton (ciment inadapté) (figure IV.30)



Figure IV.30 Dégradation du béton de pieux.

- Délavage liant (eau pure), sels (sulfates, chlorures, nitrates), acides (CO2) (Voir chapitre 2)

IV.2.1.5 L'utilisation en cause

- Les modifications de destination du bâtiment

La plupart des cas qui suit sont déjà aborder au chapitres précédents.

- L'augmentation des charges d'utilisation (stockages lourds)
- Une surélévation sur des fondations inadaptées
- Une extension mitoyenne qui surcharge les fondations adjacentes
- L'installation de machines vibrantes sans désolidarisation
- Une extension en sous-sol sous les fondations – Etc...

IV.3 Quelques cas réels

IV.3.1 La pathologie lors de la viabilisation du terrain par le lotisseur :

- Débroussaillage et déboisement des arbres et arbustes (figures IV.31-IV.32):



Figure IV.31 Sondage manuel au pied de la fondation sinistrée

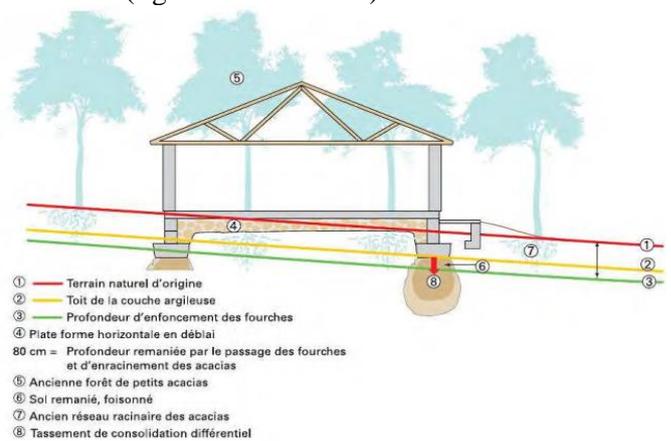


Figure IV.32 Schéma de la plateforme en déblai

- Dessouchage (figures IV.33-IV.34):

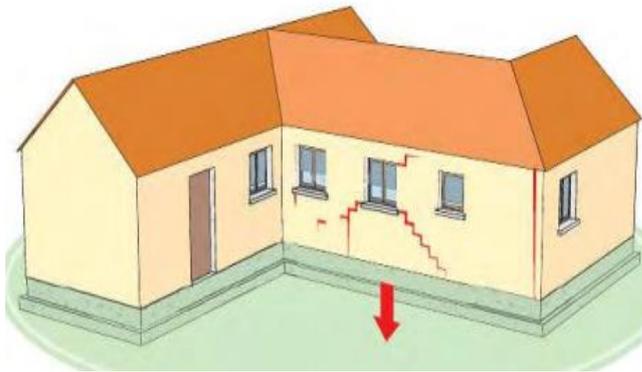


Figure IV.33 Schéma des fissurations extérieures



Figure IV.34 Vide sous plinthes

- Déblais- remblais : mouvement des terres pour l'aménagement du lotissement (figures IV.35-IV.36)



Figure IV.35 Fissuration de l'angle amont

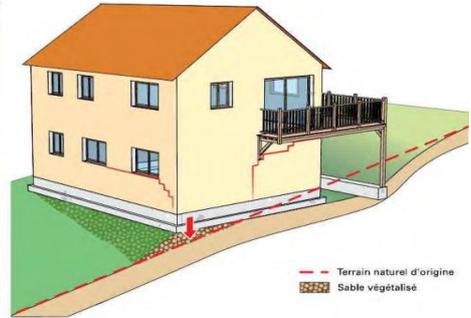


Figure IV.36 Schéma de la prise d'assise de l'angle aval

- Terrain remblayé (figures IV.37-IV.38)



Figure IV.37 Fissures des maçonneries en escalier en angle de la façade arrière

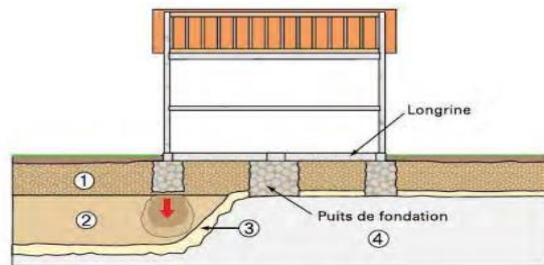


Figure IV.38 Schéma de déformation et de confortement

IV.3.2 La pathologie avant la construction :

- Défaut de portance du sol superficiel d'assise (figure IV.39)



Figure IV.39 Allure de la fissuration en escalier

- Défaut d'ancrage des semelles dans les sols sensibles au RGA (figures IV.40-IV.41)



Figure IV.40 Défaut de jonction déjà réparée

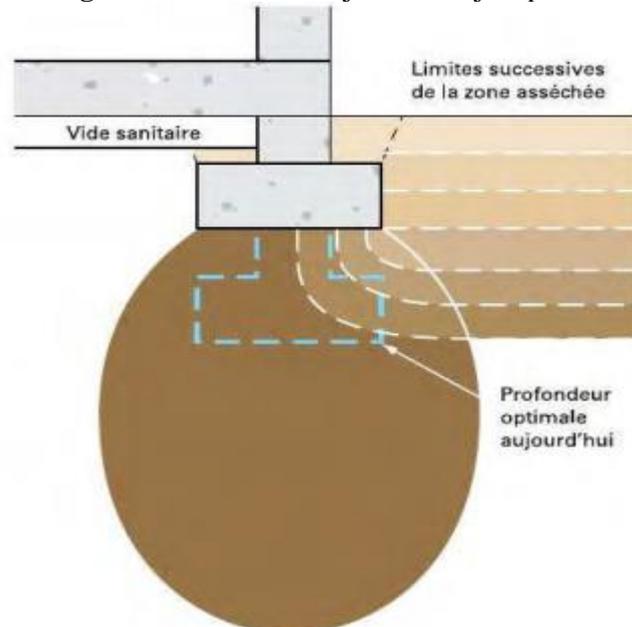


Figure IV.41 La forme de bulbe représente la diffusion des charges dans le sol. Le sinistre se déclare dès que le front de sécheresse entre dans le bulbe de répartition des contraintes. La semelle de fondation devrait être ancrée (en bleu sur la figure), au moins au niveau de la zone asséchée la plus profonde.

- Effet point dur (figure IV.42)



Figure IV.42 Vue de la maison en chantier avec les déblais calcaires.

- Construction-extension en limite de propriété et sans construction avoisinante (figures IV.43-IV.44)

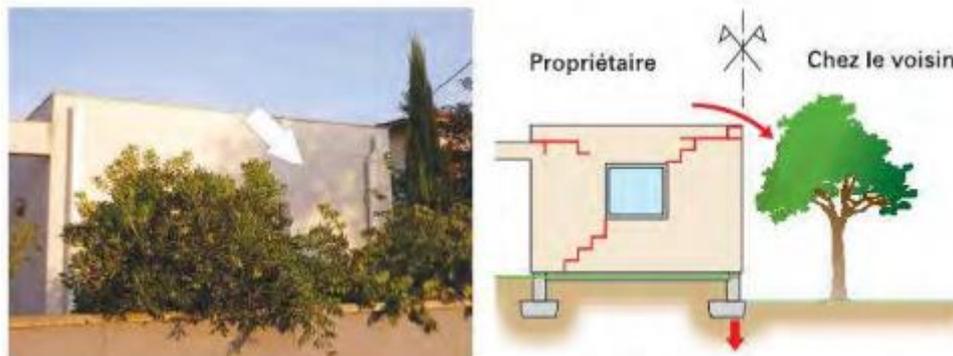
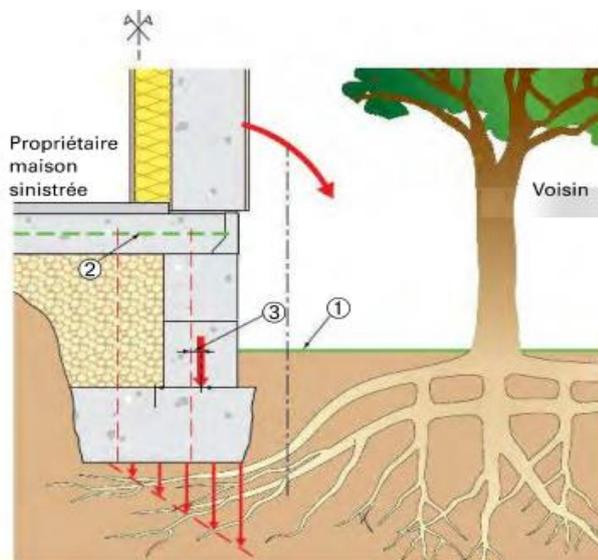


Figure IV.43 Vue de la construction et schéma du mouvement



- ① Niveau du terrain naturel du voisin identique au niveau avant construction
- ② Niveau du terrain remblayé
- ③ La résultante de la descente de charges est en dehors du 1/3 central

Figure IV.44 Action sur le sol de la fondation excentrée par rapport au mur de soubassement

IV.3.3 La pathologie au cours du chantier :

- Excentrement des semelles de fondation sous les murs (figure IV.45)



Figure IV.45 La semelle de fondation déborde de 30 cm chez le voisin

- Défauts d'exécution des ouvrages de captage des eaux superficielles (figure IV.46)

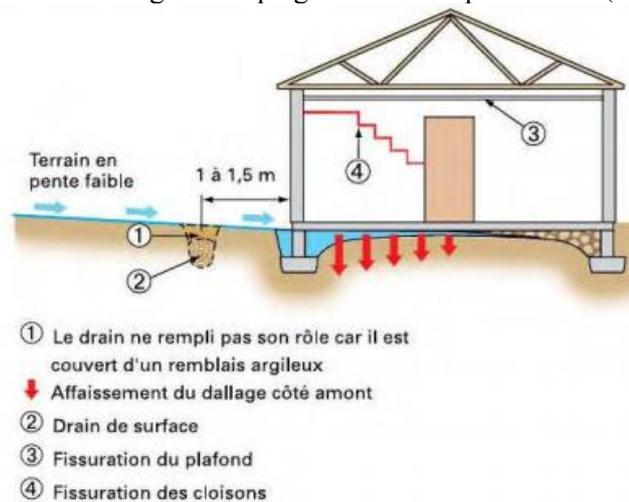


Figure IV.46 Schéma de déformation

IV.3.4 La pathologie après la réception :

- Défaut d'étanchéité des regards des eaux pluviales (figures IV.47-IV.48)



Figure IV.47 L'eau se diffuse le long de la semelle

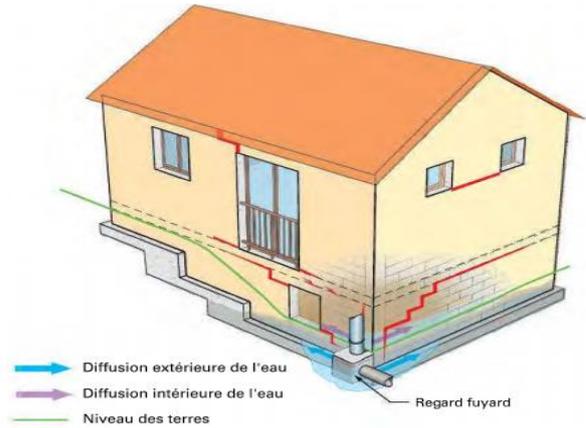


Figure IV.48 Schéma de la diffusion de l'eau le long de la fondation

➤ La transformation d'un vide sanitaire en cave : une mauvaise idée (figures IV.49-IV.50)



Figure IV.49 Déchaussement des fondations sous le refond

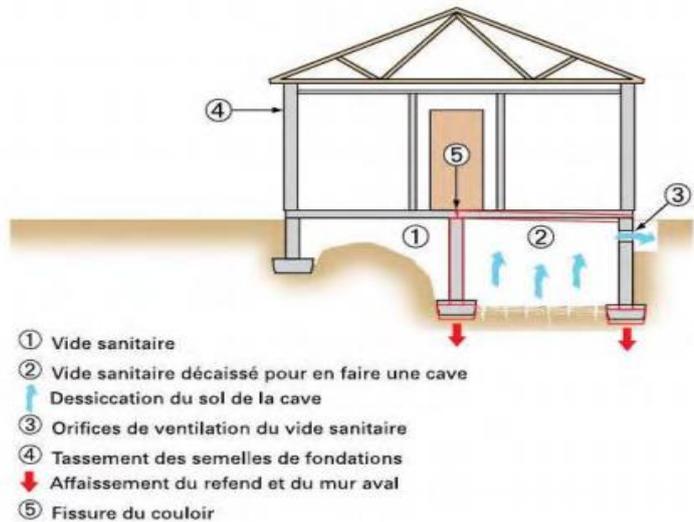


Figure IV.50 Schéma des actions sur la construction

IV.3.5 Les sinistres de deuxième génération:

➤ Basculement d'une maison après une reprise en sous-œuvre totale (figures IV.51-IV.52)



Figure IV.51 Affaissement de l'angle aval avec la fermeture de la fissure principale



Figure IV.52 Soulèvement de l'angle amont

- Géomembrane sans prise en compte de l'environnement (figures IV.53-IV.54)



Figure IV.53 Végétation laissée trop proche de la construction



Figure IV.54 développement des racines sous les géomembranes

Chapitre V : Pathologie des ouvrages de soutènement

V.1 Introduction

Les soutènements font appel à une matière technique relativement complexe. Ils dépendent de nombreux paramètres dont ceux de la structure, du terrain, et même des conditions atmosphériques. Cet ensemble d'incertitudes conduit parfois, et faute de maîtrise, à des désordres plus ou moins graves. Les ouvrages de soutènement constituent donc des ouvrages à risque. En général, les pathologies de soutènements génèrent des dégâts importants : matériels et parfois corporels. La connaissance et l'expérience de la pathologie des ouvrages de soutènements permettent la mesure du risque et les contraintes à considérer pour s'en prémunir ou y remédier.

V.2 Généralités

Les ouvrages de soutènement sont souvent associés aux ouvrages de fondation car ils procèdent des principes analogues déduits de la mécanique des sols.

Le terrain est l'élément le moins bien connu, en raison de son hétérogénéité et de la variation de ses caractéristiques sous l'effet de facteurs défavorables, comme la présence d'eau derrière un ouvrage par exemple. Même si le terrain situé à l'arrière du mur suppose le contenir est connu parce que dans la zone immédiatement situé contre le mur, le « milieu sol » n'est généralement pas ou mal défini :

- Sous l'ouvrage de soutènement, sauf s'il est fonde en profondeur (pieux) ;
- A l'intérieur du massif contenu.

V.3 Pathologies des murs de soutènement

Différents types de désordres pouvant affecter les murs de soutènement ont déjà été examinés (voir les chapitres précédents), – ils ne l'ont été que dans le cadre plus général des pathologies concernant les ouvrages de béton armé. A cette occasion, nous avons d'ailleurs indiqué alors que certaines catégories d'ouvrages seraient l'objet d'une étude plus développée.

Les murs de soutènement sont dans ce cas. Il est en effet d'usage de considérer qu'ils constituent des « ouvrages à risques », leur stabilité pouvant dépendre d'un nombre important de paramètres – certains parfois mal maîtrisés pouvant entraîner des sinistres qui, si leur nombre est heureusement restreint, génèrent alors des dégâts matériels importants, voire également des accidents corporels.

V.3.1 Différentes causes de pathologie

Les désordres affectant les murs de soutènement se traduisent principalement par (figure V.1):

- Des fissurations ;
- Des bombements ;

- Des tassements ;
- Des poinçonnements,

Conduisant à des déversements, glissements, pouvant aller jusqu'à des effondrements survenant lors d'épisodes pluvieux ou en période cyclonique. Les premiers désordres arrivent généralement entre 2 et 3 ans après la date de réception de l'ouvrage.

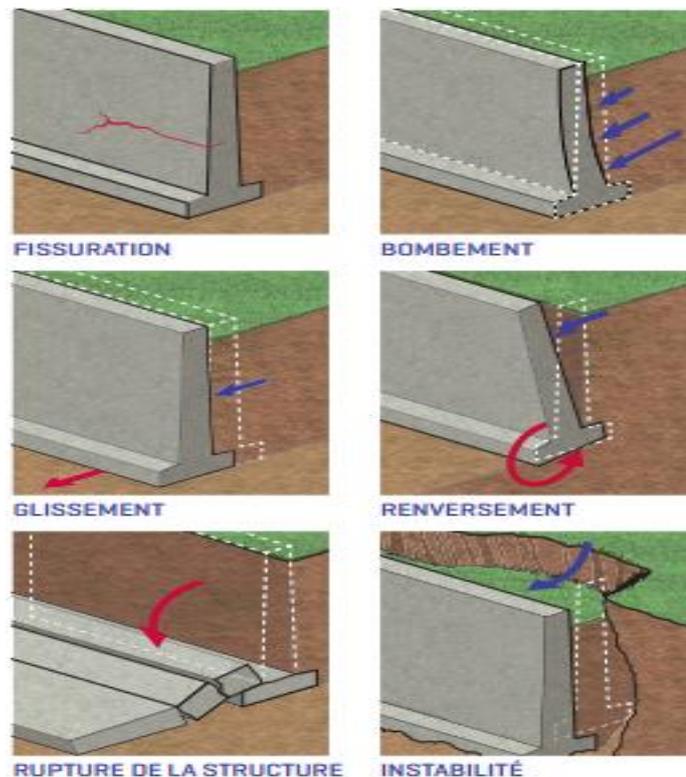


Figure V.1 Les principaux désordres d'un mur de soutènement.

Bien qu'a priori un classement des désordres soit difficile à effectuer, ceux-ci ayant bien souvent des causes multiples, nous examinerons ci-après les pathologies les plus courantes à partir de leurs origines à savoir :

V.3.1.1 Absence d'étude

Si, d'une manière générale, l'absence d'études est à l'origine de nombreux désordres affectant les ouvrages en béton armé, une telle pratique est, dans le cas des murs de soutènement, à l'origine de désordres de toute nature, souvent graves.

Les exemples suivants, d'ailleurs très divers vont permettre, si besoin était, de s'en rendre compte.

Exemples

- Un premier exemple concerne les 2 murs latéraux de l'accès au garage en sous-sol d'une maison individuelle réalisée sans Maître d'œuvre, ni bureau de contrôle par un artisan maçon (figure V.2). Bien que ces 2 murs fussent de faible hauteur (2,50 m environ au maximum) très vite des fissures importantes tant horizontales que verticales apparurent en partie basse, lesquelles ne manquèrent pas d'inquiéter le Maître d'ouvrage.

L'expertise montra que ces 2 murs avaient été réalisés en parpaings creux, très sommairement chaînés, reposant sur une semelle de 40 cm de large, très insuffisante. Or, d'une part l'exécution d'un mur de soutènement avec de tels matériaux est proscrit et d'autre celle-ci doit respecter certaines dispositions concernant la largeur de la semelle (1) et si des tractions existent le ferrailage à la liaison avec la semelle (1).

$L = 0,20 + 0,3 H$ (murs poids – maçonnerie ou béton)

$L = 0,20 + 0,45 H$ (mur cantilever – béton armé)

Ces 2 murs durent être démolis et reconstruits en béton armé.

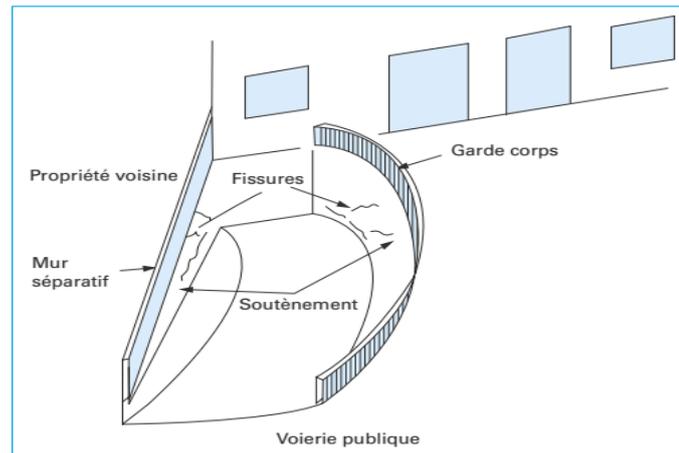


Figure V.2 Murs latéraux de l'accès au sous-sol d'une maison individuelle.

- Exemple 2 – Une erreur est ainsi souvent commise lorsqu'il s'agit de réaliser un mur à faible distance d'un terrain naturel proche de la verticale et ayant une très bonne tenue (rochers par exemple) (figure V.3).

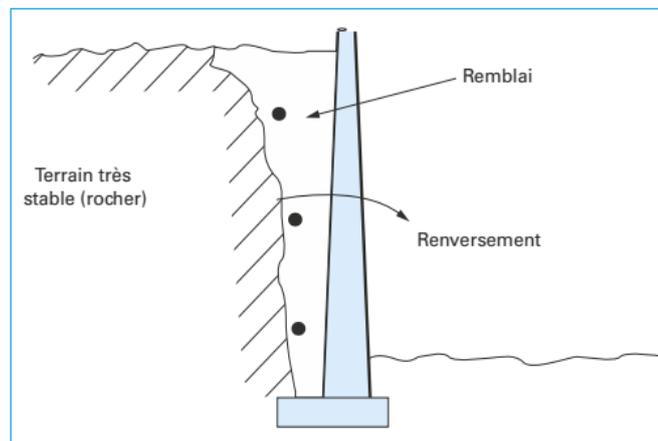


Figure V.3 Mur soutenant un remblai de faible épaisseur.

- Exemple 3. Nous nous trouvons dans le cas d'un mur de soutènement ancien de 2,50 m de haut en maçonnerie soutenant un terrain en pente, le propriétaire voulant l'uniformiser à son niveau supérieur fit réaliser sans aucune étude une surélévation de 1,50 m du mur ancien, en béton armé et ce, en prenant le mur ancien en tenaille sur 1 m de hauteur (figure V.4).

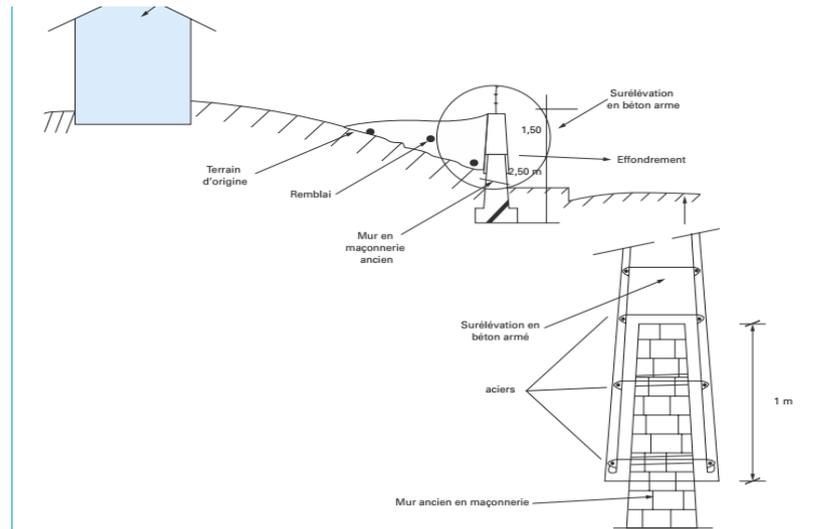


Figure V.4 Mur de soutènement ancien surélevé sans étude.

V.3.1.2 Fautes de conception

Sans rentrer dans le détail du calcul de dimensionnement d'un mur de soutènement, rappelons néanmoins qu'après inventaire et calcul des efforts appliqués, il convient d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis :

- du renversement (figure V.5);



Figure V.5 Renversement d'un mur de soutènement.

- du glissement sur la base (figure V.6);



Figure V.6 Glissement sur la base d'un mur de soutènement.

– d'une rupture du sol d'assise (figure V.7);



Figure V.7 Rupture du sol d'assise d'un mur de soutènement.

– d'un glissement d'ensemble mur/terrain (figure V.8).



Figure V.8 Glissement d'ensemble mur/terrain.

Et ce, avec des coefficients de sécurité suffisants et bien entendu en respectant les règles de construction propres aux matériaux utilisés (béton, béton armé, maçonnerie etc.).

V.3.1.3 Fautes de calcul

Peut-être dus généralement au mauvais dimensionnement de l'ouvrage comme suite:

- Sous-évaluation des caractéristiques du remblai (γ , c , φ)
 - ☑ Poussée plus forte sur l'ouvrage
 - ☑ Efforts plus importants dans la structure
 - ☑ Contrainte accrue sous la semelle
 - ☑ Résultante nettement plus excentrée
- Sous-évaluation des caractéristiques du sol de fondation (γ , c , p_l , q_c) :
Sol plus médiocre que prévu ou mal compacté
 - ☑ Contrainte admissible sous la semelle dépassée
 - ☑ Résistance au glissement dépassée
- Mauvaise géométrie (épaisseur, largeur de la semelle, etc.)
 - ☑ Efforts et Moments stabilisateurs sous-dimensionnés
 - ☑ Contrainte accrue sous la semelle
 - ☑ Résultante nettement plus excentrée
- Sous-dimensionnement du ferrailage (pour murs en béton armé)
 - ☑ Efforts non admissibles dans la structure

Un sinistre sur quatre (et 25% des coûts) est dû à une mauvaise appréciation des efforts en présence (poussées et réactions du sol) ou sous modification ultérieure de ces efforts (figure V.9).

La manifestation la plus courante et la plus coûteuse est un déversement excessif, voire un renversement complet du mur (figure V.10).



Figure V.9 Affaissement de chaussée au droit du déversement et glissière fichée.



Figure V.10 Renversement complet du mur.

Un glissement excessif présente beaucoup moins de gravité s'il suffit de stopper la progression du mur et si on peut l'accepter sans trop de gêne à sa nouvelle position.

V.3.1.4 Modification des données

Peut-être par exemple sous forme d'une modification non prévue (figures V.11-V.12-V.13):

- Ajout de surcharges (remblais ou structure) avec ou sans rehausse du mur
- Modification d'ouvrage comme une surélévation même de faible hauteur pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage (équilibre des moments).
- Modification de l'environnement ou modification des aménagements en pied (réalisation d'une piscine).
- Dépassement des charges d'exploitations sur la zone supérieure (surcharges dues à des remblais, aménagement de parking non prévu initialement, construction d'un bâtiment, ...).
- Fuite de réseaux enterrés.
- Lessivage des particules fines des matériaux de remblais en l'absence de géotextile permettant de les retenir.

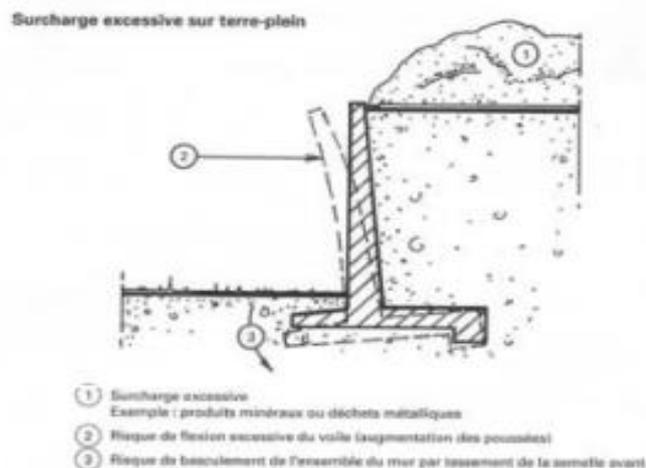


Figure V.11 Surcharge excessive sur terre-plein.

Une rehausse de 1 m peut suffire à provoquer des désordres graves.



Figure V.12 Surcharge excessive (engins + travaux).



Figure V.13 Surcharge (excessive nouvelle construction).

V.3.1.5 Défaut ou absence de drainage

L'eau est l'ennemie du mur de soutènement. Mal évacuée, elle peut fragiliser l'ouvrage et causer des désordres. Là encore, la conception est primordiale, car elle doit prévoir un système pour évacuer l'eau. Ainsi, il est recommandé de mettre en place un drainage pour évacuer les eaux de ruissellement. L'absence de drainage est une cause fréquente de sinistre (effondrement partiel du mur de soutènement, par exemple) (figure V.14). L'eau qui s'accumule derrière les parois exerce une pression complémentaire – dite pression hydrostatique – à celle de la terre. Or, aucun mur de soutènement prévu pour être auto-stable et résister à la seule poussée des terres, n'est capable de résister à des pressions hydrostatiques.

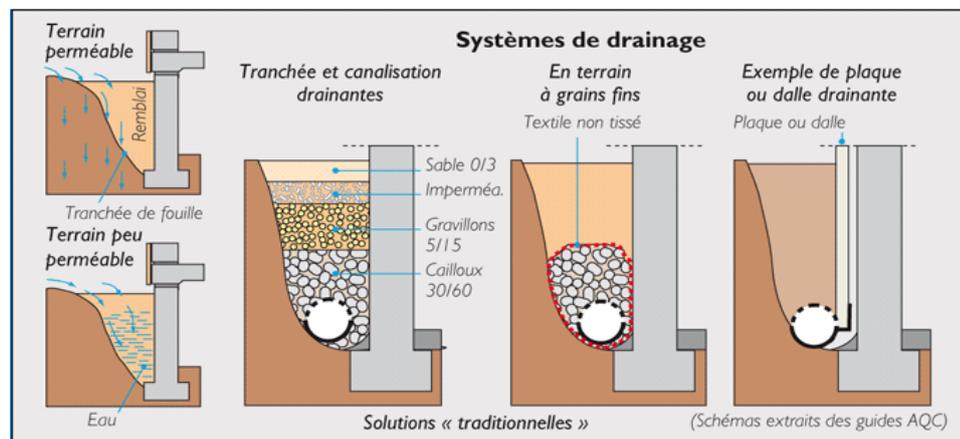


Figure V.14 Système de drainage.

Un sinistre sur trois est dû à une mauvaise évacuation des eaux. Le plus souvent, un mauvais drainage (barbacanes seules), absence de drainage, ou colmatage des barbacanes ou de l'anti contaminant une absence de drainage à l'arrière permet la montée de la nappe et l'accroissement important de la poussée qui en découle.

- Poussée plus forte sur l'ouvrage et résultante horizontale plus haute
- Efforts plus importants dans la structure
- Contrainte accrue sous la semelle
- Résultante nettement plus excentrée

Les dommages se montant à 35% du coût total des sinistres des murs de soutènement.

C'est dire l'importance du soin à apporter au bon fonctionnement du dispositif d'assèchement : drain et son exutoire ou simples barbacanes (figure V.15).



Figure V.15 Glissement et renversement du mur (absence de fondation et poussée hydrostatique ?).

V.3.1.6 Défauts d'exécution des murs de soutènement

Un sinistre sur quatre (et encore 25% des coûts) est dû aux fautes de conception ou d'exécution du mur, et des sinistres dus à une faute dans le déroulement des travaux de l'ordre de 10 à 15% sont des sinistres causés par des imprudences dans la conduite du chantier.

On va essayer d'expliquer les cas les plus fréquents à éviter.

V.3.1.6.1 Fouille trop raide et qui s'éboule ou ouverte sur un trop long linéaire ou trop longtemps

V.3.1.6.2 Remblaiement prématuré

Un défaut d'exécution relatif à un remblaiement mal réalisé (par couches trop épaisses, avec des engins inadaptés, talutage en tête trop prononcé), exécuté prématurément (temps de prise des ouvrages bétons non respecté), avec des matériaux inadaptés (ex : matériaux argileux, imperméables ou pollués) (figures V.16-V.17).

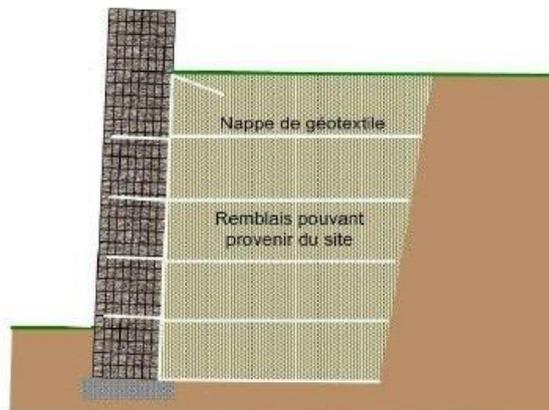


Figure V.16 Principe de remblaiement.

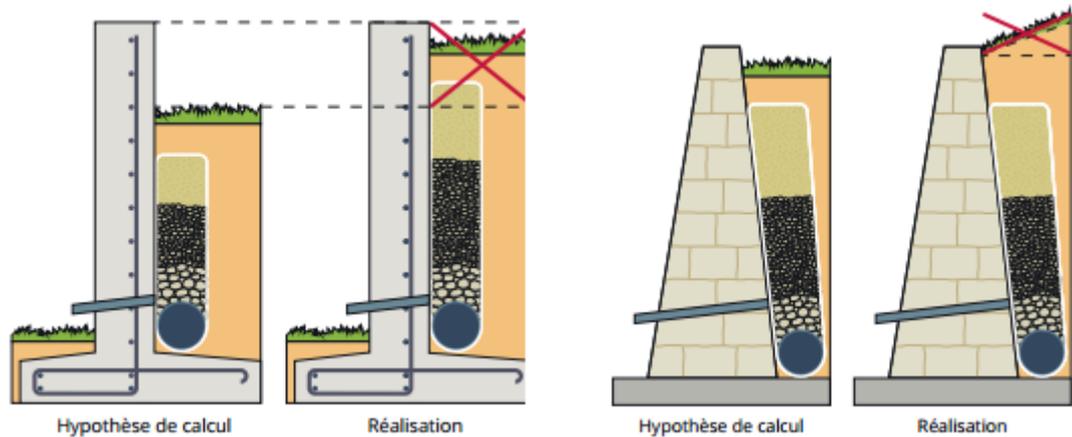


Figure V.17 Remblaiement ne respecte pas les hypothèses de calculs.

V.3.1.6.3 Compactage excessif du remblai

Le compactage a des effets antagonistes sur l'effort de poussée. D'une part il augmente la valeur de l'angle de frottement interne du matériau mis en œuvre ce qui diminue l'intensité de sa poussée sur les ouvrages. D'autre part le compactage réduit l'indice de vide du matériau ce qui augmente sa masse volumique donc l'effort de poussée. L'effet lié à l'augmentation de l'angle de frottement interne est généralement prépondérant. Il convient également de noter qu'un compactage excessif peut générer des efforts de poussée très supérieurs à ceux pris en compte dans le calcul, en particulier sur des ouvrages bloqués en déplacement (figure V.18).



Figure V.18 Affaissement d'un remblai contigu marqué par la déformation des barrières de sécurité.

V.3.1.6.4 Chocs d'engins ou de matériel

Ces des fautes dus à (Mauvaise conduite - conducteurs non qualifiés - chute d'objets lourds et autres....) (figure V.19).



Figure V.19 Un mur de soutènement s'est effondré en contre-bas.

V.3.1.6.5 Ferrailage mis à l'envers

L'inversement de l'emplacement du ferrailage d'un mur de soutènement est parmi les causes du déférents désordres structural (instabilité de l'ensemble, déversement, renversement, glissement....) (figures V.20-V.21)

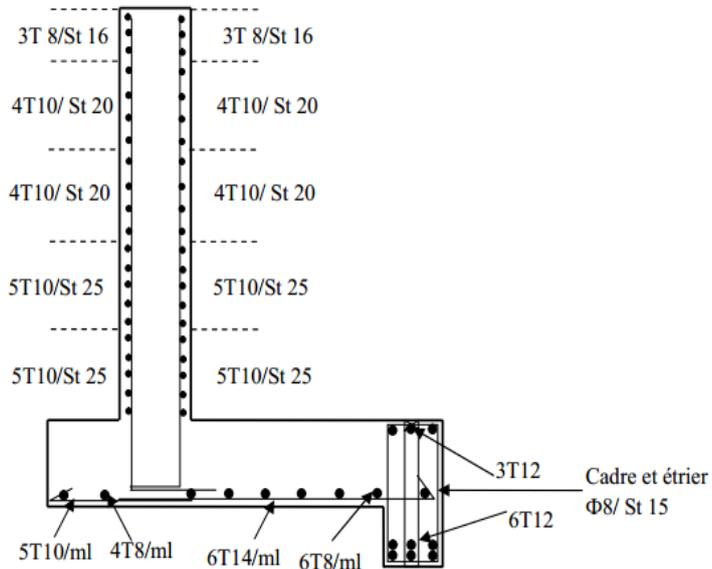


Figure V.20 Exemple d'un emplacement idéal de ferrailage d'un mur de soutènement.

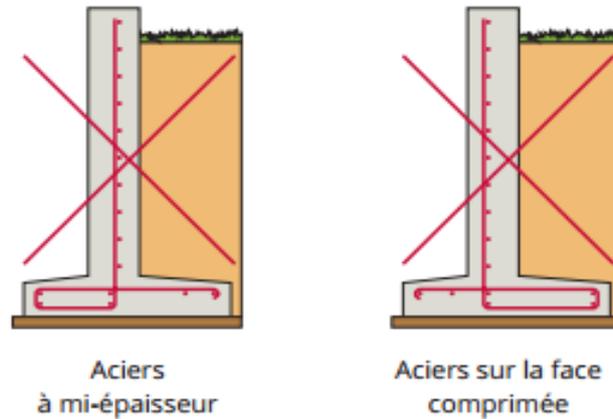


Figure V.21 Emplacement déficientes à éviter de ferrailage d'un mur de soutènement.

V.3.1.6.6 Mauvais compactage de l'assise

Qui se manifeste par un tassement uniforme et/ou un tassement différentiel peut être la cause d'un déplacement important en tête du mur (figure V.22).



Figure V.22 Décalage marqué de la tête de mur dus au portion d'enrobés refaite (début d'un tassement différentiel).

V.3.1.6.7 Géotextile drainant mis à l'envers

Les géocomposites de drainage pour la Construction et le Génie Civil constituent des solutions pour drainer durablement et sont spécialement conçues pour s'adapter à ces types d'ouvrages. Elles permettent de consolider le sol, assurent le drainage horizontal et vertical des structures et garantissent leur pérennité dans le temps (figure V.23).

Un emplacement à l'envers du géotextile conduit à un fonctionnement inverse qui provoque des conséquences désastreuses sont inquiétantes.



Figure V.23 Drainage correct avec géotextile.

V.3.1.6.8 Barbacanes non connectées au dispositif drainant

Les accidents constatés avec les murs de soutènement sont dus à un manque ou à un mauvais fonctionnement des drains (figure V.24). Il suffit de se rappeler que la poussée due à l'eau peut être plusieurs fois celle des terres pour laquelle le mur a été dimensionné.



Figure V.24 Barbacanes bouchées.

V.3.1.6.9 Absence de joints de dilatation

Les changements de température ont un impact sur le béton armé, qui subit des variations de dimensions. Or, il est nécessaire que la cohésion et la rigidité de la structure, en rapport de sa masse, soit suffisante, pour éviter le phénomène de fissuration. C'est pourquoi on divise les éléments, en masses de volume raisonnable. La fonction du joint de dilatation, placé entre ces différents éléments, est d'absorber les variations de dimensions et les tassements différentiels (figure V.25).



Figure V.25 Fissurations des murs de soutènements dus au manque des joints de dilatation.

V.3.1.6.10 Absence de chaînage ou d'encastrement dans les agglos

Le parpaing a une caractéristique non négligeable : il est naturellement drainant. Cependant, cette qualité ne peut se suffire à elle-même. La solidité du parpaing lui permet de résister à la force de compression verticale (descente de charge), mais il reste sensible à la force de flexion et, s'il n'est pas conforté par des chaînages et des raidisseurs, il ne résiste pas aux poussées latérales (terres). Ainsi, on ne peut uniquement utiliser seulement des parpaings, pour la construction d'un mur de soutènement. Il est nécessaire qu'ils soient chaînés, horizontalement et verticalement, pour acquérir une solidité suffisante. Mieux, il est préférable d'utiliser des blocs à bancher, type Stepoc, qui permettent le passage vertical et horizontal d'armatures en acier, à chaque rang et dans chaque bloc, avant coulage du béton.



Figure V.26 Le chaînage vertical d'un mur en parpaings.

V.3.1.7 Défauts d'entretien et d'exploitation

La fréquence de la réalisation des entretiens dépend du type ainsi que de la situation du mur de soutènement. Toutefois, la meilleure période pour réaliser les travaux d'entretien reste le printemps.

Pour bien entretenir votre mur, il est nécessaire de nettoyer régulièrement et correctement les dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux. Pour ce faire, il faudra vérifier que l'écoulement des eaux, soit par les barbacanes soit par les drains, se fasse sans obstruction. D'ailleurs, lors de la conception, vous pouvez prévoir un regard dans le but de contrôler et éventuellement de nettoyer au jet d'eau.



Figure V.27 S'assurer du bon fonctionnement des systèmes d'évacuation d'eau.

La suppression de la végétation



Figure V.28 Un mur de soutènement nécessitant une dévégétalisation.

Rejointoiement de la maçonnerie

Le rejointoiement fait partie intégrante du processus d'entretien d'un ouvrage de soutènement. Pour la réalisation de ce type d'entretien, il sera tout d'abord nécessaire de purger et nettoyer les interstices. Puis par la suite, vous pourrez y incorporer le coulis de béton.



Figure V.29 Exemple de rejointoiement.



Figure V.30 Mur en maçonnerie avec mortier à l'état de sable, assainissement et déneigement défavorables Cisaillement du mur sous parapet.

V.3.1.8 Causes diverses

Les quelques 5% de sinistres restants sont dus à des causes diverses :

- ▶ Eaux agressives : les eaux séléniteuses sont fréquentes en présence de certaines couches de sol (sols gypseux ou encore urbaine,
- ▶ Détérioration du parement extérieur du mur, par suite de l'humidité ambiante,
- ▶ Détérioration des joints de dilatation,
- ▶ Fissurations mineures, ...

V.4 Pathologies des rideaux de palplanches métalliques

Le fonctionnement des rideaux de palplanches est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche (partie enterrée du rideau en pied) et, d'autre part, s'il y a lieu, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

V.4.1 Origine des défauts et désordres

V.4.1.1 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage

- ☞ Choix de structure inadaptée (exemple : faisabilité non assurée - refus prématurés liés à la nature des terrains).
- ☞ Mauvaise conception générale : efforts non pris en compte (exemple : efforts parasites sur les tirants dus au tassement du sol soutenu, présence de grands glissements).
- ☞ Conception des liaisons liernes - palplanches et tirants-palplanches n'assurant pas une bonne transmission des efforts, dispositions favorisant la corrosion.
- ☞ Défaut de fiche lié à une étude géotechnique insuffisante.
- ☞ Sous-dimensionnement en épaisseur de l'ouvrage.
- ☞ Sous-estimation des efforts, conduisant à des déformations excessives des parties de l'ouvrage.
- ☞ Sous-estimation des actions d'exploitation.
- ☞ Surestimation des caractéristiques des terrains.
- ☞ Dispositif de drainage insuffisant par rapport aux hypothèses de calcul ; erreur sur les niveaux de nappe.
- ☞ Défaut de prise en compte des risques d'affouillement.

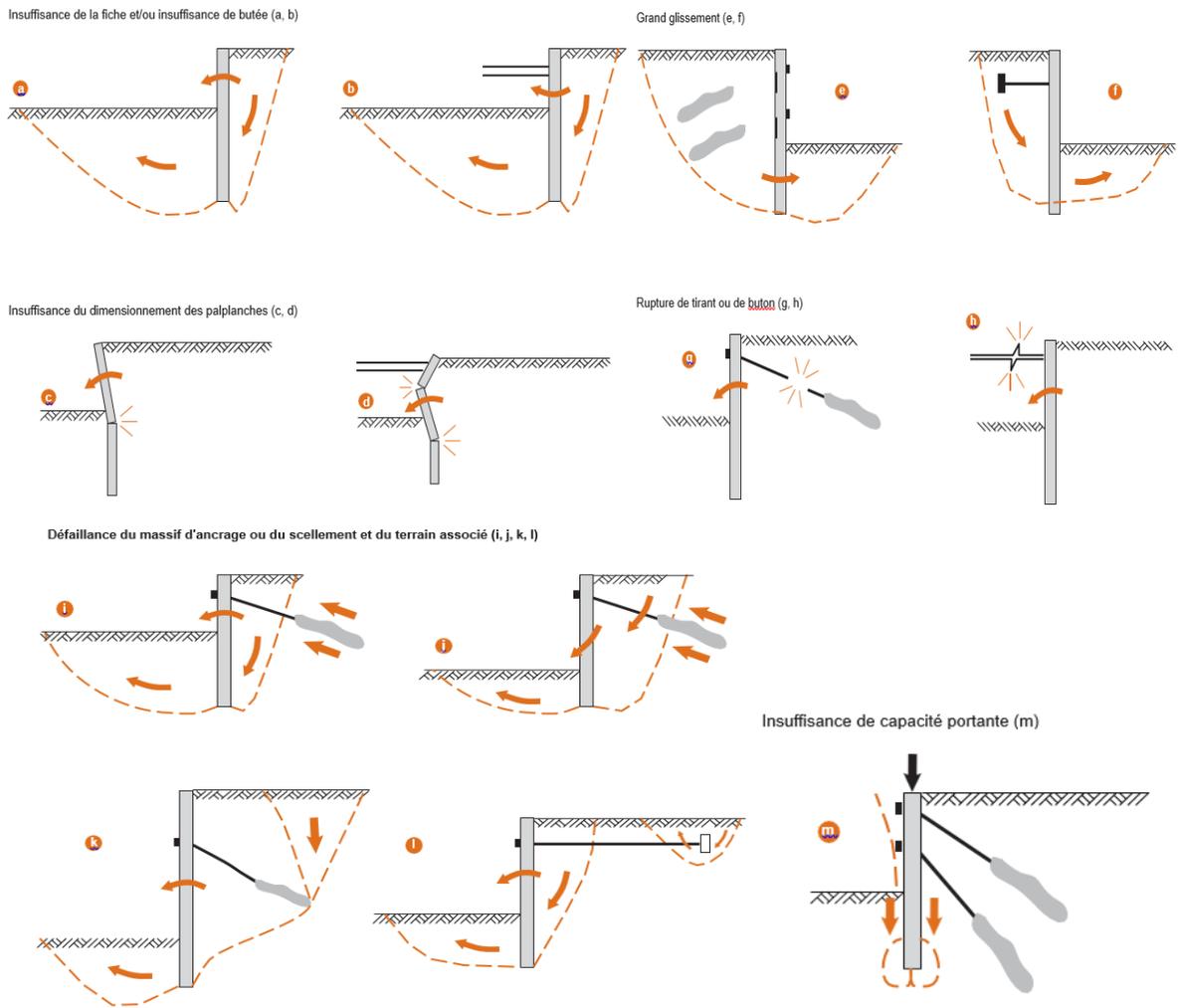


Figure V.31 Modes de ruine des écrans de soutènement (d'après l'Eurocode 7)



Figure V.32 Tirant rompu en arrière de la tête d'ancrage

V.4.1.2 Mauvaise exécution

- ☞ Fourniture de produits non conformes sur le plan géométrique ou mécanique.
- ☞ Utilisation de palplanches en U non pincées (non associées par paires) alors que l'écran est calculé en tenant compte de palplanches associées par paires (pinçage, soudure).
- ☞ Altération liées à la manutention et à la mise en œuvre (trous de manutention non rebouchés, par exemple).
- ☞ Défaut de fiche (refus prématuré) lié à un mauvais choix des matériels d'exécution.
- ☞ Dégrafâges de palplanches.
- ☞ Défauts de verticalité des profilés dus à un défaut de guidage ou à des déviations sur blocs en cours de fonçage.
- ☞ Phasage de chantier non respecté.
- ☞ Défaut ou excès de compactage des remblais.
- ☞ Défauts d'exécution des tirants (scellements mal faits, têtes d'ancrage mal exécutées).
- ☞ Défauts d'assemblage des liernes et des chaises pour tirants.
- ☞ Protection mal exécutée.
- ☞ Défaut du béton (poutre de couronnement, butons).
- ☞ Défauts au niveau du drainage.



Figure V.33 Défaut de dégrafâges des palplanches.



Figure V.34 Défaut de verticalité des palplanches lié à une mauvaise exécution.

V.4.1.3 Exploitation, environnement et autres agressions physico-chimiques

- ☞ Chocs de véhicules ou de bateaux.
- ☞ Surcharge excessive à proximité de la tête des palplanches.
- ☞ Affouillements en pied liés au passage ou au stationnement (moteur tournant) de bateaux ou à des phénomènes hydrodynamiques (érosion).
- ☞ Utilisation importante de sels de déverglaçage.
- ☞ Ambiance agressive (environnements marin, industriel, etc.).
- ☞ Incendies (atteinte à la protection anticorrosion).



Figure V.35 Rideau combiné de palplanches et de tubes en site maritime

V.4.1.4 Défaut d'entretien

- ☞ Accumulation de corps flottants (chocs, abrasion).
- ☞ Accumulation de végétation, d'eau, de matériaux (concrétions, dépôts) favorisant la corrosion.
- ☞ Défaut d'entretien des systèmes de protection contre la corrosion.



Figure V.36 Chocs de bateaux au palplanches



Figure V.37 Corrosion de palplanches due au concrétions et au dépôts.

V.4.2 Corrosion des palplanches

La corrosion de l'acier est principalement engendrée par des réactions chimiques qui se produisent dans un environnement contenant simultanément de l'eau et de l'air.

Des campagnes de surveillance et de maintenance de l'ouvrage permettent d'intervenir à temps lorsque la palplanche est détériorée. Les solutions vont alors du traitement local au changement pur et simple des profilés. Cependant, il est préférable, lorsque l'ouvrage doit avoir une longévité importante, de le protéger.



Figure V.38 Corrosion de palplanches.

V.5 Pathologies des Géosynthétiques de renforcement

Les géosynthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes et sont des matériaux fabriqués à partir de polymères, parmi les géosynthétiques adaptés au renforcement des sols, on distingue les géotextiles, et les géogrilles. Ces produits sont essentiels dans la stabilité des ouvrages, ils sont choisis en fonction de plusieurs critères : le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai et leur résistance à la traction à long terme en tenant compte des effets du :

- **Fluage** : L'incidence du fluage en traction des géosynthétiques sur la résistance à la traction a été étudiée depuis longtemps et est intégrée dans les normes de dimensionnement des renforcements par géosynthétique sous la forme d'un coefficient réducteur. Il s'agit d'un processus qui n'affecte que les nappes travaillant en traction, il se traduit par une augmentation continue de l'allongement des nappes, provoquant une réaction des sections, d'où une augmentation des contraintes.
- **Vieillessement** : C'est un facteur de réduction de la durabilité ou du vieillissement du produit, concernent la dégradation chimique et biologique. La perte de résistance à la traction du produit dépend des types de dégradation subie comme l'oxydation qui est liée à l'environnement dans lequel il se trouve : rayons ultra-violets, PH acide ou alcalin, hydrocarbures...etc.
- **L'endommagement** : Il est intégré dans les normes de dimensionnement des renforcements sous forme d'un coefficient réducteur lié aux dégâts d'installation ou l'endommagement. L'incidence de l'installation et du compactage sur la raideur des produits a été étudiée par de nombreux auteurs. En distinguant les endommagements externes qui correspondent à des coupures des barres de renfort (ou des câbles), et des endommagements internes pour lesquels l'intégrité des éléments de renfort est préservée.
- **Le colmatage** : Ce processus concerne les géotextiles qui ont un rôle de filtre ou de drain. Son importance dépend des caractéristiques de l'écoulement qui les traverse : présence, quantité, nature des fines en suspension, gradient hydraulique, mais également de phénomènes plus complexe, notamment biologique (bactéries) ou chimiques (concrétions calcaires...etc).

Les désordres les plus couramment rencontrés sont les suivants :

- ☞ Déchirures des géotextiles dans le parement, accompagnées (ou non) de pertes de matériaux du remblai,
- ☞ Rupture, fissuration et/ou déplacement des éléments du parement (écaillés, murs préfabriqués, etc.),
- ☞ Déplacement du massif renforcé par rapport au mur de protection en parement,
- ☞ Faux aplomb du parement traduisant un début de basculement de la partie haute du mur renforcé,
- ☞ Défaut d'alignement du parement dû à un défaut de fondation,
- ☞ Irrégularités excessives et aggravées du parement incliné et végétalisé,
- ☞ Fissuration longitudinale sur la plate-forme amont traduisant des déformations horizontales excessives,

- ☞ Tassement localisé avec fissuration de la plate-forme pouvant traduire un début de glissement du massif (instabilité interne ou générale),
- ☞ Anomalies du profil en long et en travers (de la chaussée ou de la zone d'influence) en partie supérieure du mur, pouvant traduire un tassement du sol support ou un défaut de portance,
- ☞ Venues d'eau le long des nappes, visibles en parement,
- ☞ Végétation parasite.



Figure V.39 Exemples de l'amorce de dégradation des nappes par développement de végétation et par déchirure (parement de protection en béton avec espace visitable).



Figure V.40 Exemples de dégradations de nappes de géotextiles non protégées : déchirures et altération des fibres.



Figure V.41 Exemple de fissure longitudinale due à une déformation horizontale excessive.

Chapitre VI : Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés

« Un dommage, c'est une affaire où tout le monde est perdant » Benito BRUZZO

VI.1 Introduction

Les opérations de préservation et de maintenance du parc d'ouvrages sont extrêmement coûteuses, et il est impératif de rechercher des méthodes précises et des technologies innovatrices qui permettent une maintenance et une réhabilitation qui soient économiques et rentables et qui participent au développement durable de la société. Aujourd'hui, de nombreux ouvrages montrent des signes importants de dégradations principalement liés aux problèmes de fondations. Or, il apparaît que si ces pathologies avaient été prises en compte suffisamment tôt, les solutions de maintenance et de réparation auraient permis d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage et d'éviter son remplacement précoce.

VI.2 Les moyens et les étapes de prévention des ouvrages

Les moyens de protection des ouvrages sont une étape importante de la construction, ils doivent donc être utilisés à la fois lors de l'étude du projet (selon ce qui a été mentionné dans le rapport initial, par exemple, l'étude géotechnique, la qualité des matériaux de construction...) et surtout lors de la réalisation du projet (obstacles et surprises, notamment en ce qui concerne le terrain et l'environnement.....).

VI.2.1 La surveillance des ouvrages

Les visites et les inspections des ouvrages, faites dans le cadre de la surveillance et de l'entretien du patrimoine, mettent souvent en évidence un vieillissement prématuré de certains éléments des structures et des équipements.

VI.2.2 Analyse des observations

L'analyse des défauts rencontrés montre que les problèmes sont liés à un mauvais fonctionnement mécanique des structures par exemple. Dans la plupart des cas, les défauts sont initiés par une mauvaise conception, un choix de constituants mal adaptés aux conditions d'environnement, des erreurs dans la mise en œuvre, ou encore un manque d'entretien.....

Il est important de souligner qu'un critère important d'appréciation de la gravité d'un désordre est son évolution, constatée ou non. C'est en effet cette évolution, plus ou moins rapide et mise en évidence par la surveillance, qui risque de rendre l'ouvrage dangereux ou inutilisable.

Il faut noter qu'il n'y a pas forcément correspondance entre les diverses causes et leurs effets. Suivant le type de structure, suivant les propriétés des matériaux, ainsi qu'en fonction de l'existence d'autres désordres, un même ensemble de défauts apparents peut résulter de causes différentes, et un même ensemble de causes peut avoir des conséquences différentes.

C'est la raison pour laquelle le diagnostic doit prendre en compte toutes les particularités de l'ouvrage concerné.

VI.2.3 Les étapes d'un diagnostic

VI.2.3.1. Pré-diagnostic

Le Pré-diagnostic comporte :

- A. **Une visite préliminaire de l'ouvrage** afin de mieux comprendre l'état et le fonctionnement de la structure, de préciser les conditions environnementales, les désordres visibles et l'accessibilité des parties dégradées. Elles fournissent des informations de base suffisantes pour qu'un avis préliminaire soit présenté vis-à-vis les conditions de l'élément dégradé. Une méthode de classification simplifiée basée sur les caractéristiques de ces désordres est proposée par l'ACI [ACI 364, 1999]. C'est une méthode de classification visuelle des dégradations à partir d'une codification attribuée sur l'identification et la description du désordre. Elle fournit aussi les causes probables et suggère les détails qui doivent être collectés pendant l'inspection. Le Tableau VI.1 représente un extrait de la méthode de classification proposée.

Tableau VI.1 : Classification visuelle simplifiée des dommages selon ACI.

Codification	Identification du dommage	Description	Causes	Données collectées
A1	Fissures	Fissuration superficielle ou profonde du béton	Surcharges ou corrosion	Direction de la fissure, longueur, profondeur
B2	Efflorescence	Couche blanche déposée sur la surface	Lixiviation des hydroxydes avec ou sans formation de carbonates	Définition de la surface affectée et de la quantité de produit (stalactites)
B3	Taches d'oxydes	Taches de couleur marron	Corrosion de l'armature	Localisation, intensité, dommages
B4	Taches d'humidité	Zones superficielles du béton avec des indices d'humidité	Traces d'écoulement et de condensation	Surface affectée
C3	Détachement du béton de l'enrobage	Morceaux de béton détachés	Pression interne provoquée par les produits de la rouille ou par les chocs	Surface affectée et profondeur
C4	Intempérie	Lixiviation de la surface du béton	Action de l'environnement	Surface affectée et profondeur

B. La collecte des documents

Une analyse approfondie des archives afin de récolter le maximum d'informations concernant la structure, à savoir :

- La date de construction pour connaître le code selon lequel la structure a été calculée et les dispositions constructives de l'époque.
- L'historique de la structure
- Les plans de coffrage et de ferrailage
- Les rapports de surveillance.

C. La préparation de l'intervention

Suite à la visite sur site et l'étude des documents collectés, l'ingénieur chargé d'affaire peut se faire une idée de l'origine des dégradations observées et peut ainsi proposer un programme d'investigations à réaliser, son coût ainsi que sa durée.

Conseil : Il faut toujours savoir ce que l'on cherche, afin d'éviter de chercher à savoir ce que l'on a trouvé.

VI.2.3.2. Diagnostic détaillé

C'est une évaluation approfondie de la structure qui comporte :

Une inspection visuelle détaillée de la totalité de la structure est mise en œuvre afin de détecter tous les signes de détérioration et d'identifier toutes les sources potentielles de désordres tels que :

- La présence d'anciens revêtements ou de produits d'imprégnation,

- L'apparence de la surface du béton, présence de stalactites, d'efflorescences,.....
- De traces de rouille,
- La présence de fissures (avec leurs ouvertures et leurs orientations, réseau),
- Les détériorations de la peau du béton (épaufrures, feuilletage, éclatements...),
- La détection des zones sonnante le creux,
- Les zones où le béton et les armatures ont été désorganisés (cas d'un incendie...),
- La présence d'armatures (passives ou actives) apparentes, corrodées ou non,
- Le relevé des déformations de la structure,
- La détection des traces d'humidité,
- Autres

Généralement il faut aussi relever la géométrie de la structure, espacement des éléments porteur, épaisseur des dalles, géométrie d'un plancher hourdis par exemple. Dans de nombreux cas les structures diagnostiquées sont anciennes, de ce fait on ne dispose plus des plans.

Suite à l'inspection visuelle on choisit des zones représentatives des désordres observés sur lesquelles on va effectuer des mesures. Celles-ci peuvent être de type non destructif par exemple la détection de l'enrobage des armatures par un procédé électromagnétique. Elles peuvent également consister en des prélèvements de carottes et d'échantillons en vue d'analyses en laboratoire.

Remarque

Les investigations destructives seront limitées au maximum pour ne pas endommager la structure. L'ensemble des résultats d'analyse et des relevés des défauts sont récapitulés dans des tableaux ou sur des plans dans le rapport de diagnostic. Si l'inspection de la structure était complète, il faudrait pour chaque type de désordres effectuer un linéaire en vue d'une éventuelle réparation.

VI.2.3.3. Diagnostic-Pronostic

C'est là où l'ingénieur chargé d'affaires donne ses commentaires et son avis sur le type d'intervention.

Il doit indiquer dans son rapport :

- L'origine probable des désordres, leur étendue, et leur probable évolution
- Si la structure garantit toujours la sécurité des personnes et des biens qu'elle abrite (bâtiments et/ou autres) ou qu'elle ne menace pas de s'écrouler.
- Les zones à traiter en priorité.
- Des conseils sur l'exploitation de l'ouvrage, maintien, renforcement ou suivi, conseil sur des éventuels compléments d'étude.
- Des recommandations relatives aux éventuelles méthodes de réparation les mieux adaptées

VI.3 Les types de la prévention et de réparation des ouvrages

VI.3.1 la prévention des risques

Se prémunir des pathologies, à toutes les phases de la construction :

- Montage de l'opération et choix du terrain
 - Les études préalables, géotechniques, de faisabilité et d'opportunité...
- Programmation du maître d'ouvrage
 - La définition des besoins et de l'enveloppe financière

- Conception du maître d'œuvre
 - L'étude géotechnique, le choix et les dimensions des fondations, le projet...
- Réalisation des travaux
 - L'adaptation des fondations au terrain réel

VI.3.2 La prévention dans la conception

VI.3.2.1 Vigilance et rigueur sur la gravité du vice de conception

- Stabilité de la structure d'ensemble
 - Portances, liaisons, contreventements, dilatations, ...
- Compatibilité entre les matériaux ou avec l'agressivité du milieu
- Qualité de l'enveloppe protectrice (intempéries, confort)

VI.3.2.2 Faire contrôler les calculs

- Contrôleur technique agréé (mission normalisée)

VI.3.2.3 Des prescriptions de qualité et de performances certifiées

- Refuser les solutions techniques inadaptées à la situation
- Produits de fabrication et procédés de mise en œuvre certifiés
 - Traditionnel (DTU), Normes en vigueur, avis technique favorable, labels, ...
- Valider les prescriptions certifiées en réponse aux exigences techniques du programme du maître d'ouvrage

VI.3.3 La prévention dans la réalisation

VI.3.3.1 Vigilance et rigueur sur la gravité du vice d'exécution

- Les malfaçons sont les causes principales des désordres
- La sous-qualité du moins disant, la sous-qualification
- Les matériaux de qualité douteuse (vice de fabrication)

VI.3.3.2 Faire contrôler la qualification certifiée des exécutants

- Par le maître d'œuvre (direction et surveillance du chantier)
- Par le coordonnateur sécurité et protection de la santé (SPS)
- Par l'inspecteur du travail (requête du maître d'ouvrage)

VI.3.3.3 Faire contrôler la conformité des travaux

- Par le maître d'œuvre (direction et surveillance du chantier)
- Par le contrôleur technique agréé (mission normalisée)
- Les fondations et structures (qualité fouilles, dimensions, contreventements, chaînages, joints de dilatation, ...)
- Les bétons (armatures, liants adéquats, compacité, coffrage)
- La qualité de la pose de l'enveloppe (étanchéité à l'air, ...)

- La qualité des bois et métaux, assemblages, préservations, ...
- Les points singuliers d'étanchéité entre ouvrages
- L'état des lieux des conditions climatiques (hors-gel, protection pluie, mouillage par chaleur, séchage avant collage, ...)

VI.3.4 La prévention dans l'utilisation

VI.3.4.1 Informer le gestionnaire sur les conditions d'utilisation

- Conserver la destination initiale sans augmenter les contraintes
 - Surcharges et poussées inadmissibles (stockages improvisés)
 - Éviter les vibrations « fatigantes » (machines-outils, engins)
 - Condensations de forte hygrométrie (buanderie, ...)
- Changer de destination en adaptant le bâtiment aux usages projetés
 - Modifications des structures porteuses
 - Aménagement des espaces (restructuration fonctionnelle)

VI.3.4.2 Vigilance sur les modifications de l'environnement proche

- Déséquilibre l'assise : remblais, VRD, végétations, fouilles
- Circulation de l'eau en surface ou dans le sol, ...

VI.3.5 Le suivi d'entretien et de maintenance

VI.3.5.1 Recourir au diagnostic équilibré et qualifié

- Méthode d'analyse stricte (déterminer les causes probables)
 - Connaissance du bâtiment et de son environnement
 - Analyse du comportement de la structure
 - Analyse des ouvrages dégradés
- La conjonction de plusieurs causes provoque le désordre

VI.3.5.2 Appréhender l'évolution des désordres / solidité

- Évolution rapide d'une fissure de structure vers l'effondrement
- Aggravations en cascade de dégradations mineures (bombe)
- Priorité aux désordres les plus graves et les plus coûteux

VI.3.5.3 Tirer les enseignements des pathologies

- Éviter le renouvellement des désordres
- Remédier aux causes et aux effets, sans aggravation

VI.3.5.4 L'entretien du bon état de conservation

- Maintient le fonctionnement normal de l'utilisation
 - Sécurités et hygiène des personnes, confort d'usage
- Valorise le patrimoine immobilier (image, vente)

VI.3.5.5 Programmer les opérations de maintenance

- L'entretien périodique des ouvrages
 - Nettoyages (évacuations EP, rigoles fenêtres, démoussages)
 - Graissage des articulations (quincailleries)
 - Rénovation des finitions protectrices, des joints d'étanchéité
 - Surveillance des relevés d'étanchéité
 - Surveillance de l'évolution des fissures et déformations, ...
- Le gros entretien ou le renouvellement
 - Au-delà de la durée de vie normale
 - Remplacement par des produits améliorés (coût global)

VI.4 Règles de base pour éviter les sinistres (Murs de soutènement).

VI.4.1 Au démarrage de l'opération

- ❖ S'entourer de professionnels compétant et assurés (halte à l'amateurisme de certains particuliers)
- ❖ Ne pas hésiter à exiger des références et à aller voir un chantier en cours
- ❖ Pour les murs de plus de 4 m de hauteur, faire appel à un maître d'œuvre de conception et d'exécution

VI.4.2 Au stade de la conception

- ❖ Pour les ouvrages de plus de 4 m de hauteur, exiger une étude particulière :
 - Géotechnique si le terrain de fondation ne semble pas très rapidement compact ou rocheux, ou si le site montre des indices d'instabilité
 - Dimensionnement complet de l'ouvrage y.c. plans de ferrailage et détails de drainage
- ❖ Pour les ouvrages de moins de 4 m de hauteur, il est possible de s'adosser sur des exemples existants (règles usuelles de constructeurs, utilisation d'abaques, retour d'expérience ...) :
 - Néanmoins, exiger un plan d'exécution justifié afin de pouvoir vérifier la conformité des ouvrages aux attentes
 - Si le site se révèle délicat géotechniquement (épaisseur attendue non négligeable de sols meubles), demander un avis géotechnique minimal
 - Éviter les soutènements en agglos sauf à soigner le chaînage et l'encastrement en pied dans une semelle

VI.4.3 Au stade de la réalisation

- ❖ Respecter impérativement les plans d'exécution sauf si cas de force majeure nécessitant une modification qui devra être justifiée
- ❖ Soigner le drainage car c'est trop souvent l'origine de désordres :
 - Réaliser un massif filtrant en graviers propres derrière le mur, protégé par
 - Réaliser un massif filtrant en graviers propres derrière le mur, protégé par un anticontaminant, ou disposer un géotextile drainant conservant ses performances sous la pression de terres
 - Relier le précédent dispositif à un drain en pied d'ouvrage sur la face arrière (se déversant vers un exutoire) ou au réseau de barbacanes
 - Ne pas couler la semelle en cas de forte pluie

- ❖ Préparer le sol de fondation car c'est également une source de problèmes :
 - Prévoir une légère pente et une évacuation des eaux en fond de fouille pour éviter les eaux stagnantes
 - Purger et substituer les sols médiocres (sols organiques, remblais pollués, terrains argileux humides) par des matériaux frottant et propres insensibles à l'eau (ex : grave concassée avec < 10 % de fines)
 - Compacter soigneusement la couche de fondation à la plaque ou au cylindre
- ❖ Bien phaser les terrassements :
 - Eviter d'ouvrir un talus très redressé en une seule fois, et privilégier des plots de terrassement de 5 ou 10 m de longueur
 - En saison des pluies, protéger les talus par une bâche et un fossé de collecte en tête
- ❖ Remblayer correctement :
 - Utiliser de préférence un matériau assez noble peu argileux pas trop humide ou trop sec.
 - Eliminer les blocs et les matériaux de démolition
 - Ne pas remblayer trop rapidement après bétonnage
 - Compacter soigneusement par couches de moins de 20 cm
 - Ne pas vibrer trop près du mur
 - Ne pas endommager le dispositif de drainage à l'arrière du mur
- ❖ Soigner de chaînage :
 - Respecter les nomenclatures et diamètres d'aciers, ainsi que les recouvrements
 - Bien respecter les épaisseurs minimales de béton autour des aciers
 - Respecter les encastresments
 - Privilégier une poutre de couronnement en tête d'ouvrage

VI.4.4 Après la réalisation

- ❖ Entretien le dispositif de drainage :
 - Vérifier le bon écoulement
 - Eliminer tout obstacle à l'écoulement dans les barbacanes et l'exutoire des drains
- ❖ Ne jamais rehausser ou modifier un mur de soutènement sans l'avis d'un spécialiste
- ❖ Surveiller l'ouvrage :
 - Les ouvrages poids qui ne sont pas en béton armé ont une légère déformation naturelle qui va s'acquiescer pour l'essentiel pendant leur réalisation
 - Des déformées significatives ultérieures sont souvent le témoignage de premiers désordres. Il convient de ne pas attendre pour réagir.

VI.5 Réparation des ouvrages endommagés

La réparation d'un ouvrage est la deuxième étape dans le processus de réhabilitation d'ouvrages. C'est l'étape nécessaire pour redonner d'une part les sections d'origine de l'acier et du béton, mais aussi pour rétablir les caractéristiques mécaniques des différents éléments concernés. C'est-à-dire de redonner la possibilité à la structure de reprendre au mieux les efforts qui lui sont appliqués.

Dans cette partie de ce chapitre et pour mieux comprendre les préventions et les techniques de réparations ou/et de renforcement des ouvrages endommagés, nous nous sommes réfugiés à des exemples réels déjà étudiés. Bien sûr, nous essaierons de présenter au moins un exemple de chaque cas mentionné précédemment.

VI.5.1 Réparation au niveau du béton et béton armé

VI.5.1.1 Les techniques d'investigation et les méthodes de quantification de la carbonatation

Les techniques d'investigations et les méthodes de quantification de la carbonatation dépendent des potentiels employés.

VI.5.1.1.1 Mesure de la carbonatation de façon simple

La technique la plus simple pour la mesure de la profondeur de carbonatation des bétons consiste à utiliser sur surface de béton fraîchement rompue une solution de phénolphthaléine (figure VI.1). Celle-ci est un indicateur de pH coloré dont le virage se situe à la valeur 9. Si la zone est carbonatée ($\text{pH} < 9$) reste incolore, tandis que celle non carbonatée comportant du $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ($\text{pH} > 9$ et allant jusqu'à 13) prend une teinte rosée. Ce test permet une mesure fiable et rapide de la profondeur de carbonatation dans le cadre de diagnostic d'ouvrages.

Le mode opératoire consiste à :

- Pulvériser sur une coupe de l'échantillon une solution de phénolphthaléine.
- Observer le virage de cet indicateur pour un pH de l'ordre de 9, la partie carbonatée reste incolore, tandis que la zone saine prend une coloration rose comme illustrer par la photo de la figure ci-dessous.

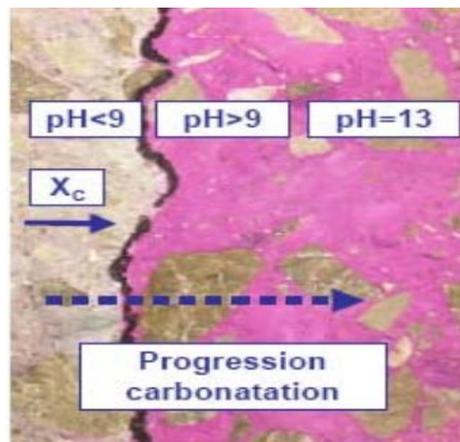


Figure VI.1 Visualisation du front de carbonatation par pulvérisation de phénolphthaléine

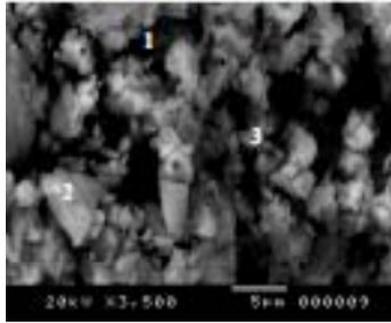
Il est à noter que l'essai à la phénolphthaléine n'est pas utilisable pour les ciments alumineux puisque, contrairement au ciment Portland ne contiennent pas de chaux libre.

VI.5.1.1.2 Prélèvement par carottage pour examen au laboratoire

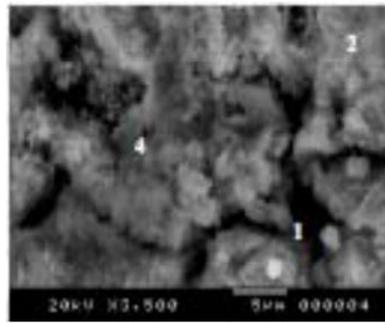
Pour les besoins d'examens au laboratoire des échantillons cylindriques sont prélevés des parties dégradées. Les carottes sont généralement de dimensions : 50 mm de diamètre et de 75 à 100 mm de longueur et ceci pour ne pas trop défigurer les façades. Les tests pratiqués sur ces carottes sont :

- L'analyse chimique pour retrouver le dosage d'origine de béton ; sa granulométrie ; sa densité et sa porosité ; déceler d'éventuelles anomalies de composition.
- L'observation des dépôts en diffraction des rayons X apporte une identification des principales espèces cristallines présentes.
- L'examen en microscopie électronique à balayage (MEB) permet de décrire la microstructure du béton, les phases altérées (alcali-réactions, produits de dégradation,...). Les illustrations de la (figure VI.2) prises au MEB, montrent des exemples d'échantillons sain et carbonaté.

Echantillon carbonaté



Echantillon non carbonaté



- 1 : Pore
- 2 : Ca(OH)₂
- 3 : CaCO₃
- 4 : Ettringite

Figure VI.2 Photos d'échantillons observés au MEB.

- Les cristaux de CaCO₃ apparaissent avec une coloration claire due à leur forte densité.
- Les parties noires correspondent à la porosité.
- L'étringite se présente sous forme d'aiguilles.

VI.5.1.1.3 Analyse Thermogravimétrique

Cette technique consiste à suivre la perte du poids en fonction de la température d'un matériau donné (figure VI.3). Le phénomène de décarbonatation est généralement relevé à partir d'une température de 600°C, selon la réaction suivante :

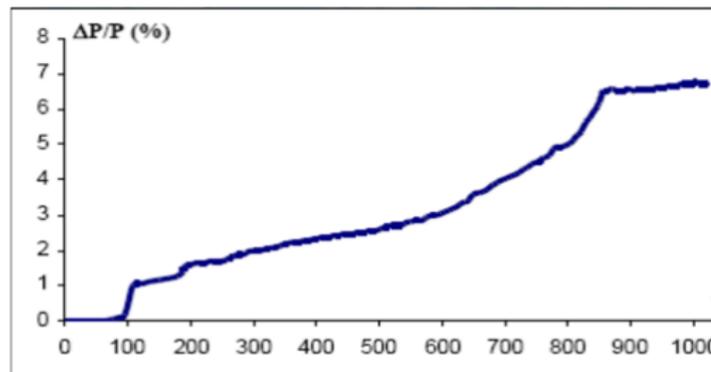


Figure VI.3 Exemple de thermogramme d'un mortier

VI.5.1.2 Les méthodes de réparation du béton /béton armé dégradé par la carbonatation

Le degré atteint par la carbonatation conditionne les étapes de restauration qui doivent être appliquées.

1) Cas de carbonatation avec éclat et armatures apparentes

L'illustration de la (figure VI.4) montre un cas de dégradation du béton où la corrosion des armatures est bien présente.

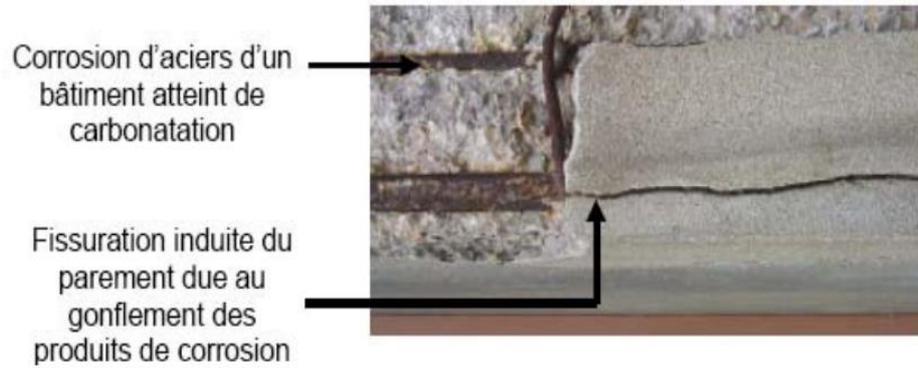


Figure VI.4 Eclatement du béton sous l'effet de la corrosion des armatures

Pour la restauration, diverses opérations doivent être entreprises :

- Elimination des zones dégradées par une réfection de qualité : Avant d'appliquer le traitement général au niveau de toutes les zones dégradées (Armature apparentes, éclatement de béton, trace de rouille..), il est impératif d'éliminer l'intégralité de cette altération qu'elle soit foisonnante ou de surface par décapage et brossage soignés ou par des moyens mécaniques (sablage, hydrosablage...).
- Décapage par sablage des armatures : Une application de protection, sur toute la surface des armatures (périphérie complète) d'un produit assurant leur protection vis-à-vis la corrosion, et couper celles très corrodées.
- Protection des fers par un revêtement alcalin.
- Réalisation de l'adhérence à la structure : Par l'emploi de mortier à base de résine, qui doit être conforme à la norme ou possède des propriétés équivalentes.
- Application d'un enduit de finition : Il doit être micro-perméable et éventuellement d'une peinture microporeuse.

La photo de la (figure VI.5) montre une technique de restauration d'une surface altérée par la carbonatation. Ce moyen consiste en l'application d'une solution aqueuse en plusieurs passes par pulvérisation basse pression, solution la plus simple et adaptée aux traitements de faible profondeur.



Figure VI.5 Technique de restauration d'une surface atteinte par la carbonatation

2) Cas de carbonatation sans ou avec très peu de dégâts

Il est possible de réalcaniser le béton et donc de recréer un environnement fortement basique autour des armatures, par infiltration de substances alcalines. Cette solution respecte les caractéristiques, esthétique et géométriques initiales de l'ouvrage.

Cette technique consiste en l'application contre la surface à traiter d'un "manteau" composé d'une pâte cellulosité, imbibé d'une solution alcaline installée contre un treillis métallique.

Une circulation électrique est mise en place entre l'armature du béton et le "manteau".

En deux à trois semaines la solution alcaline est passée dans le béton. Le milieu est à nouveau non corrosif. Il convient ensuite de laver la surface et d’y appliquer une peinture microporeuse.

VI.5.1.3 Le diagnostic et la réparation du béton / béton armé dégradé par la corrosion (figure VI.6)

La corrosion des armatures : Synthèse

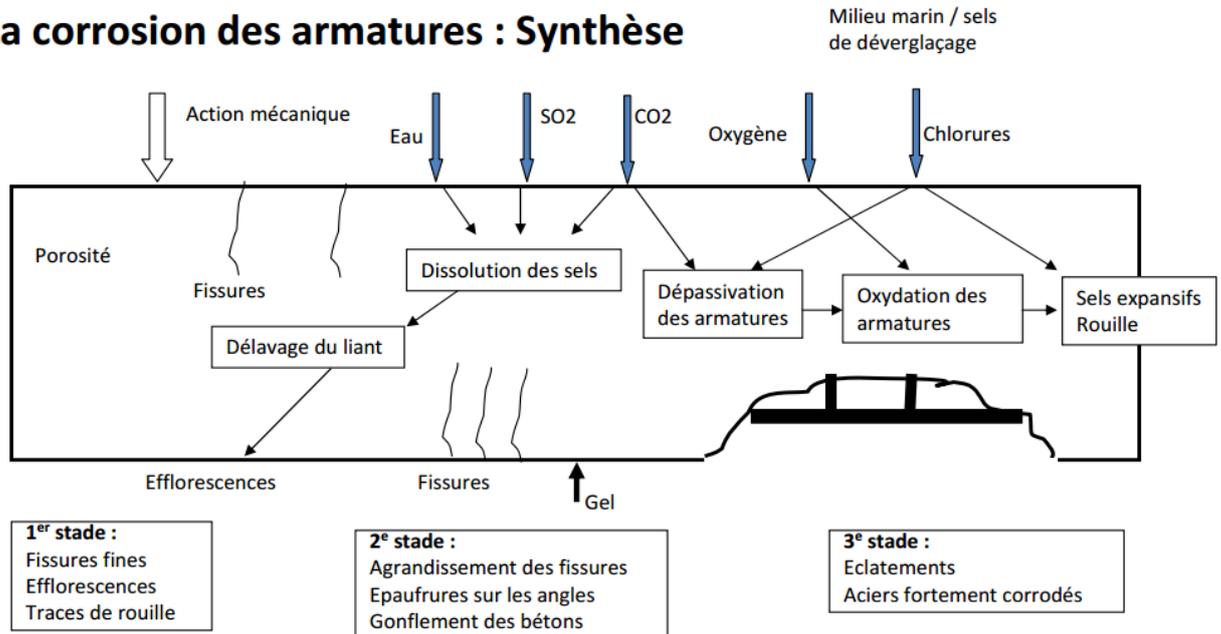


Figure VI.6 Synthèse de la corrosion des armatures.

VI.5.1.3.1 Le diagnostic des phénomènes (figure VI.7)

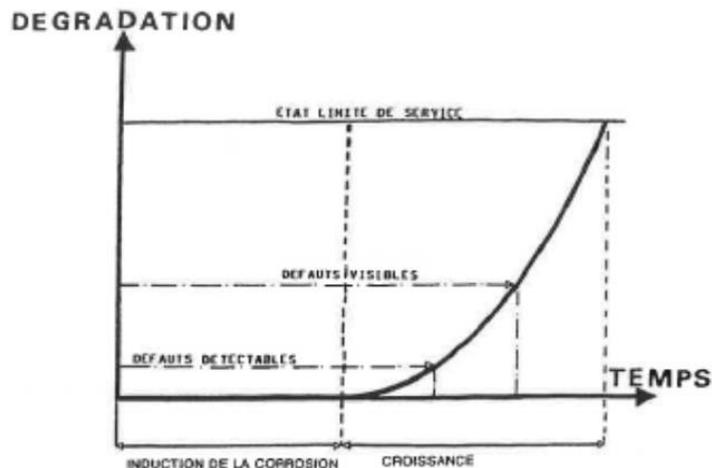


Figure VI.7 Exemple d’étude graphique du diagnostic

VI.5.1.3.2 Nature des contrôles réalisés (figures VI.8-VI.9-VI.10):

- Investigations in situ :
 - Armatures : enrobage, état de corrosion, prélèvements d’aciers.
 - Béton : carbonatation, résistance, prélèvements (carottages, poudre de béton).
- Investigations en laboratoire :
 - Armatures : identification (visuelle et par essais de traction).
 - Béton : analyses et essais physico-chimiques.

Recherche des armatures :

➤ Détection magnétique :



Figure VI.8 Méthode de détection magnétique des armatures

➤ Détection par radar :

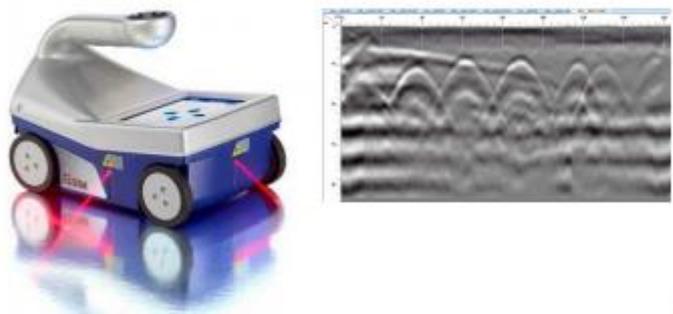


Figure VI.9 Méthode de détection par radar des armatures.

Objectifs : Localisation d'armatures, de câbles ou de conduits

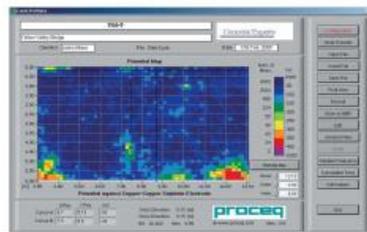
Mesure des épaisseurs des couches structurales

Détection de vides

Caractéristiques : Limite de détection d'au moins 400 mm de profondeur

Antenne 2,6 GHz

Mesures électrochimiques :



Mesures de potentiels



Mesures de résistivité dans le béton (sonde de Wenner)



Mesures de vitesse de corrosion



Figure VI.10 Méthode de mesure électrochimique des armatures.

VI.5.1.3.3 Contrôles sur béton (figure VI.11):



Scléromètre : mesure la dureté superficielle du béton → Estimation de R_c (NF EN 10250-2)



Ausculteur sonore : mesure la vitesse du son dans le béton pour en évaluer la résistance (NF EN 10250-4)

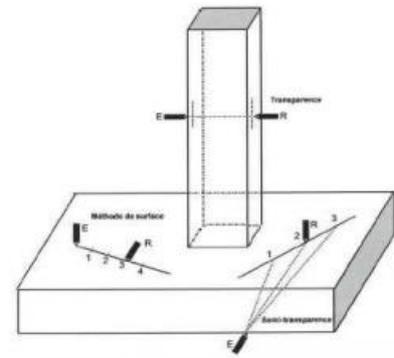
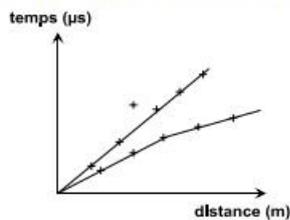


Figure VI.11 Contrôle du béton par les essais non destructifs.

VI.5.1.3.4 Analyses en laboratoire (figure VI.12):

- Essais physiques :
 - R_c sur carottes,
 - Masse volumique, Porosité,
 - Granulométrie,
 - Essais au gel.
- Analyses chimiques :
 - Analyse complète,
 - Teneur et dosage en ciment,
 - Rapport E/C,
 - Teneur en agents agressifs (chlorures, sulfates, ...) en fonction de la profondeur



Figure VI.12 Essai d'écrasement sur une carotte.

Les résultats des investigations permettent de vérifier les points suivants :

- Qualité des bétons mis en œuvre,

- Carbonatation du béton, pénétration des agents agressifs, et situation des armatures par rapport à ces éléments,

- Etat de corrosion des armatures dans le béton,

À partir de ces éléments, et connaissant l'étendue et la gravité des désordres par rapport à la totalité de la structure étudiée, il est possible d'évaluer l'évolution probable des phénomènes et de définir les préconisations pour d'éventuels travaux de réparation.

On peut également préconiser la mise en place d'une instrumentation (sur des fissures notamment) afin de suivre l'évolution des phénomènes dans le temps.

VI.5.1.3.5 Méthodologies de réparation

Les travaux de réparation doivent être précédés par une préparation comprenant :

- La purge des bétons dégradés,

- Le traitement des armatures corrodées, leur remplacement éventuel ou l'ajout d'armatures supplémentaires,

- Le nettoyage des surfaces.

☛ Trois modes de réparation peuvent être envisagés :

- La restauration du béton par ragréage (petites surfaces),

- La restauration du béton par bétonnage / béton projeté,

- Le renforcement structural par ajout de béton et/ou d'armatures.

☛ Le traitement des fissures :

On envisagera quatre modes de réparation en fonction de l'évolution des fissures :

- Le ragréage classique,

- L'injection de la fissure au moyen d'un produit souple,

- Le pontage de la fissure,

- La transformation de la fissure en joint de dilatation.

☛ Modes de protection des armatures :

Quatre possibilités peuvent être envisagées :

- La purge des bétons dégradés et leur remplacement, avec éventuellement un traitement de protection des armatures (passivation) ; n'est praticable que si on peut éliminer en totalité les polluants du béton.

- La mise en œuvre d'une protection cathodique.

- La déchloration des bétons, suivie de leur réalcalinisation. On extrait les chlorures par électrolyse avant d'apporter des ions OH⁻,

- La mise en œuvre d'inhibiteurs de corrosion à la surface du béton qui vont diffuser en profondeur et passiver les armatures.

VI.5.1.3.6 Protection Cathodique

- Par anodes sacrificielles (figure VI.13),

- Par courant imposé (figure VI.14).

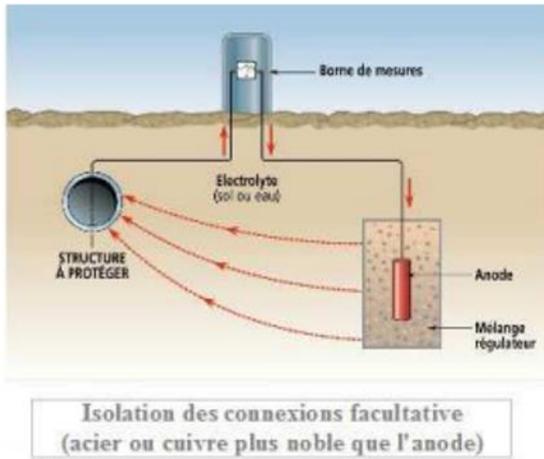


Figure VI.13 Système de protection par anode galvanique.

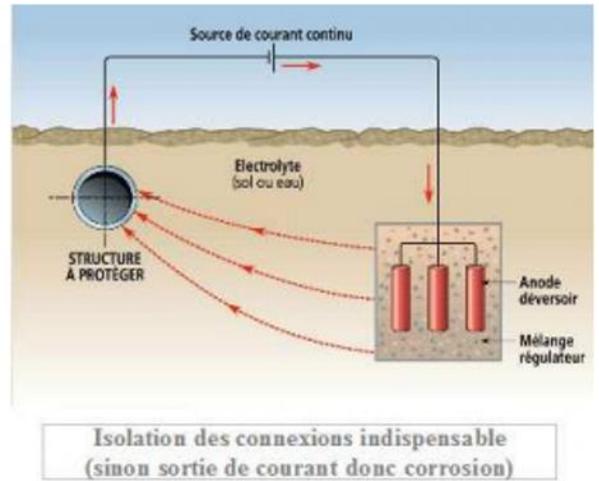


Figure VI.14 Système de protection par courant imposé.

VI.5.2 Traitement des problèmes due à l'instabilité du sol

VI.5.2.1 Cavités souterraines sur bâti

VI.5.2.1.1 Réduction de l'aléa

● Méthodes actives :

Suppression de vide : diminuer l'intensité et l'occurrence (de la figure VI.15 à la figure VI.25)

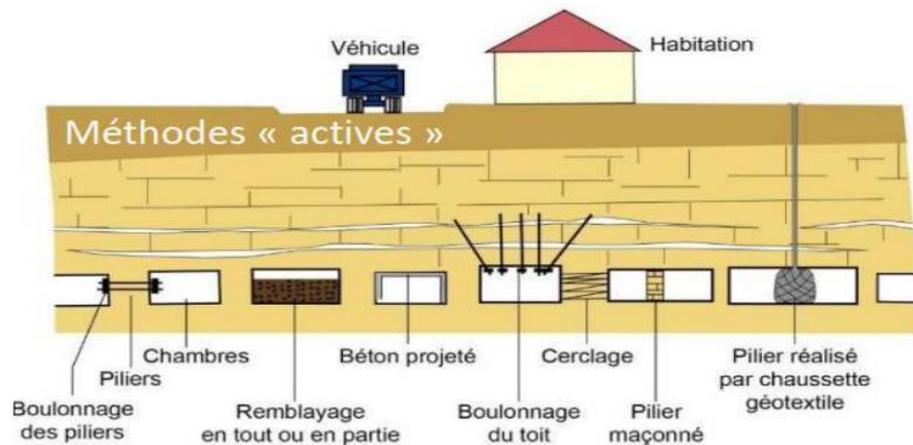


Figure VI.15 Schéma qui résume les différentes méthodes actives.



Figure VI.16 Terrassement



Figure VI.17 Comblement coulis



Figure VI.18 Complements autres (mousse,...) peut être aussi partiel avec la mise en place de murs



Figure VI.19 Suppression de vide : Foudroyage = provoquer l'effondrement



Figure VI.20 Renforcement des piliers réduction de l'occurrence : cerclage



Figure VI.21 Renforcement des piliers réduction de l'occurrence
Renforcement ciel, parois ou pilier réduction de l'occurrence :

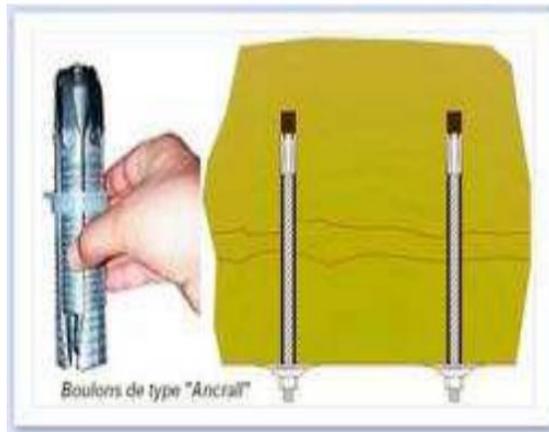


Figure VI.22 Boulonnage



Figure VI.23 Béton ou résine projeté

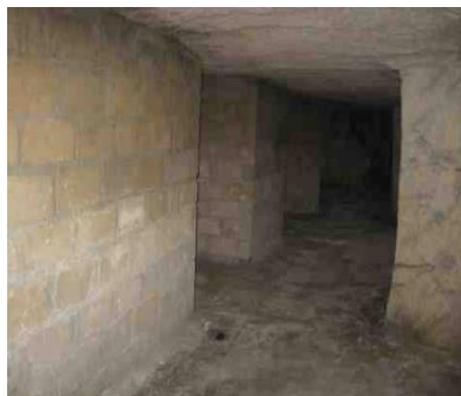


Figure VI.24 Ajout de piliers : « piliers à bras »



Figure VI.25 Renforcement anciens puits

VI.5.2.1.2 Réduction de la vulnérabilité

- Méthodes passives : réduit l'impact sur l'aménagement (de la figure VI.26 à la figure VI.29)

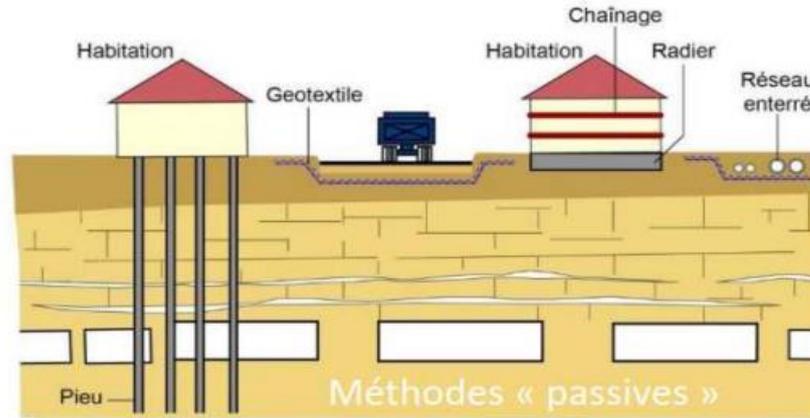


Figure VI.26 Schéma qui résume les différentes méthodes passives.



Figure VI.27 Fondations profondes.



Figure VI.28 Fondations superficielles dimensionnées par rapport au diamètre d'effondrement attendu



Figure VI.29 Géotextile « parachute »

VI.5.2.1.3 Surveillance (figures VI.30-VI.31)



Figure VI.30 Visuelle



Figure VI.31 Instrumentation

Attention ! Pas d'aggravation

- Maîtrise de l'eau
- Prendre en compte les vibrations (chantier et projet terminé)
- Réduction de l'épaisseur de terrain au-dessus des cavités
- Autres...

VI.5.2.2 Retrait – Gonflement

Les constructions les plus vulnérables sont les maisons individuelles, avec un simple rez-de-chaussée et des fondations de faibles profondeurs.

S'il est techniquement possible de construire sur tout type de sol argileux, des mesures simples sont respecter avant de construire une maison pour limiter par la suite le risque de retrait-gonflement

- réaliser une étude géotechnique avant la construction afin d'adapter le projet
- respecter des mesures constructives comme l'approfondissement des fondations ou la rigidification de la structure par chaînage pour limiter les dommages sur les bâtiments (figure VI.32)

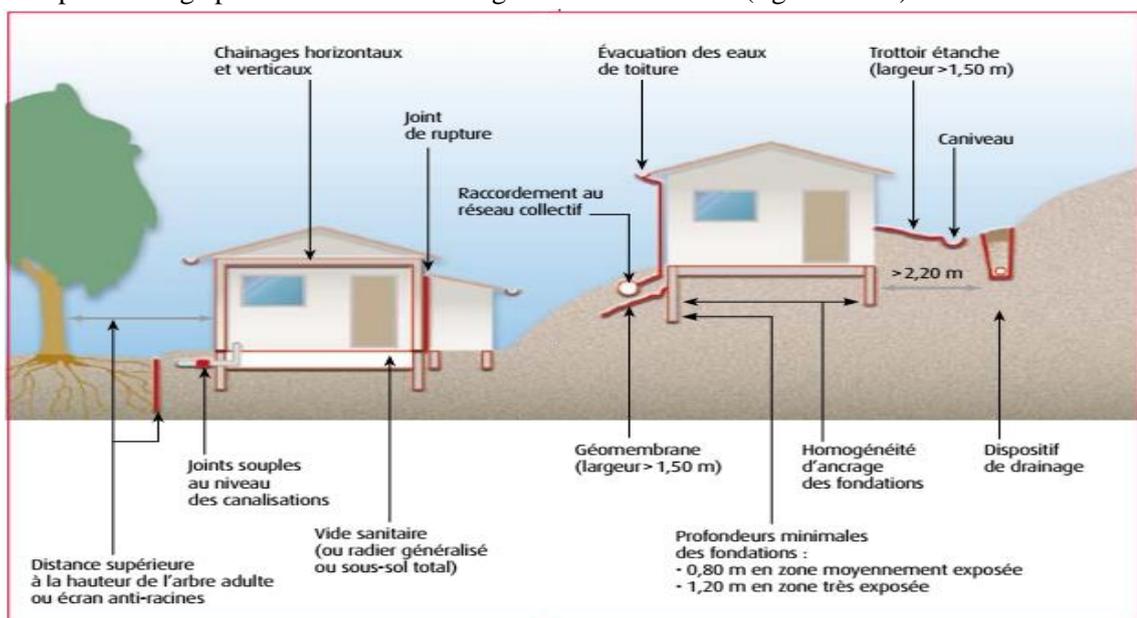


Figure VI.32 Les mesures préventives pour réduire les effets du retrait-gonflement sur les constructions.

1. Maîtriser et éloigner des rejets d'eau dans le sol (eaux pluviales et eaux usées) pour réduire les variations et les concentrations d'eau et donc l'intensité du phénomène
2. Éloigner les plantations d'arbres et d'arbustes des bâtiments.

Pour les propriétaires de maisons individuelles déjà construites, il est possible de limiter les effets de ce phénomène en contrôlant par élagage la végétation proximité du bâti, en créant un dispositif s’opposant l’évaporation autour du bâti ou en éloignant les rejets d’eau dans le sol des bâtiments.

VI.5.2.3 Les mesures de prévention des ouvrages géotechniques

Chacun des acteurs doit prendre en compte les risques liés à la réalisation d’ouvrage en infrastructure (Tableau VI.2).

Tableau VI.2 Exemple de bonnes pratiques qui s’applique à toutes les opérations de BTP :

PHASES			ACTIONS	ACTEURS									
OPERATION	LOI MOP*	MISSION GEOTECHNIQUE SELON MFP 2010		MAITRE D'OUVRAGE	MAITRE D'OEUVRE	ECONOMISTE	BET STRUCTURE	BET VRD	GEOTECHNICIEN	COORDONNATEUR SPS	LOT TERRASSEMENT	LOT GROS OEUVRE	
ESQ esquisse	G1 PGC	Prendre en compte les principes généraux de prévention	X	X	X	X	X	X	X				
		Missionner un CSPS en phase conception (dès l'esquisse)	X	P									
		Missionner un géotechnicien et définir une mission géotechnique adaptée**	X	P									
	AVP avant-projet	G2 phase avant-projet	Identifier les ouvrages et travaux susceptibles de présenter un risque spécifique pour les travailleurs		P		P	P	X	X			
			Informier et faire participer le coordonnateur SPS à toute réunion organisée pendant les phases de conception et de réalisation	X	P								
			S'assurer que la mission géotechnique intègre des mesures de prévention vis-à-vis des risques d'ensevelissement et d'éboulement		X						P		
		Participer aux réunions de conception organisées par le Maître d'œuvre conformément aux moyens mis à sa disposition par contrat						X	X				
		S'assurer de la participation du coordonnateur SPS aux réunions de conception, conformément aux moyens mis à sa disposition par contrat	X	P									
CONCEPTION	PRO étude de projet	G2 phase projet	Informier et faire participer le coordonnateur SPS à toute réunion organisée pendant les phases de conception et de réalisation	X	P								
			S'assurer que la mission géotechnique intègre des mesures de prévention vis-à-vis des risques d'ensevelissement et d'éboulement		X		P	P	P	P			
			Etablir le PGC en prenant en compte les prescriptions du géotechnicien								X		
			Prendre en compte et étudier les remarques du coordonnateur SPS		X	P	P	P	P				
			Participer aux réunions de conception organisées par le Maître d'œuvre conformément aux moyens mis à sa disposition par contrat							X	X		
			S'assurer de la participation du coordonnateur SPS aux réunions de conception, conformément aux moyens mis à sa disposition par contrat	P	X								
	DCE dossier de consultation des entreprises	G2 phase DCE/ACT	Arrêter la planification et les mesures d'organisation générales du chantier en concertation avec le coordonnateur SPS, en prenant en compte les prescriptions du géotechnicien		X								
			Transmettre au géotechnicien les remarques formulées par le coordonnateur SPS		X								
			Transmettre les rapports du géotechnicien au Maître d'œuvre, au coordonnateur SPS et au bureau de contrôle	P	X								
			S'assurer que le Maître d'ouvrage a missionné un géotechnicien pour l'ensemble de ces prestations et demander les rapports si non reçus		X		P	P			P		
			Etablir les pièces écrites (CCTP/DPGF) en prenant en compte les préconisations du géotechnicien et du PGC		P	X	P	P	P	P			
			S'assurer que les pièces écrites (CCTP/DPGF) tiennent compte des préconisations du géotechnicien et des mesures décrites dans le PGC du coordonnateur SPS		X	P	P	P	P	P			
ACT assistance passation contrat de travaux	G2 phase DCE/ACT	Transmettre aux entreprises les rapports du géotechnicien dans le dossier d'appel d'offre	X	P									
		Lors de l'attribution des marchés, vérifier que les entreprises prennent en compte les préconisations du géotechnicien dans leurs réponses à l'appel d'offre		X	P				P	P	P	P	
		Signature des marchés	X	P							X	X	

Pour assurer la sécurité des intervenants et respecter ses obligations réglementaires (Tableau VI.3).

Tableau VI.3 Rôle et coordination des acteurs pour prévenir les risques.

PHASES			ACTIONS	ACTEURS									
OPERATION	LOI/MOP	MISSION GÉOTECHNIQUE SELON NFP 94300		MAITRE D'OUVRAGE	MAITRE D'OEUVRE	ECONOMISTE	BET/STRUCTURE	BET I/ID	GÉOTECHNICIEN	COORDONNATEUR SPS	LOT TERRASSEMENT	LOT GROS OEUVRE	
préparation	EXE étude d'exécution	G3 phase Etude	Respecter les prescriptions décrites dans les rapports du géotechnicien, dans les pièces écrites d'exécution, dans le PGC et intégrer un mode opératoire dans le PPSPS								X	X	
			Dimensionner les ouvrages et les méthodes d'exécution en application des principes édictés dans le PGC et le PPSPS		P		P	P	X		P	P	
	VISA contrôle d'exécution	G4 phase Supervision de l'étude d'exécution	Valider le mode opératoire avant le début des travaux au cours d'une réunion préparatoire avec le bureau de contrôle (vérifications)		X		P	P	P	P	P	P	
			Aborder le sujet lors des inspections communes	X	X					X	P	P	
RÉALISATION travaux	DET	G3 phase Suivi	Faire procéder à la réception du terrassement (et talus) entre les entreprises de terrassement et de gros œuvre, en présence du CSPS et contrôler le respect du mode opératoire validé		X				P	P			
			AOR	G4 phase Supervision du suivi d'exécution	Veiller à ce que les entreprises de terrassement et de gros œuvre respectent les prescriptions du géotechnicien et les choix techniques du chantier				P	P	P	P	X
	Transmettre tous les extraits du registre journal au Maître d'ouvrage, Maître d'œuvre et intervenants concernés		X						X				
	Demander au Maître d'ouvrage d'arrêter le chantier ou les phases à risque en limite du talus si les prescriptions du géotechnicien ne sont pas respectées par les entreprises et si risque d'éboulement								P	P	X	X	
	Ne pas intervenir dans la zone à risque en limite de talus dès lors que les prescriptions du géotechnicien ne sont pas respectées		P								X	X	
	Prévenir le Maître d'œuvre, le coordonnateur SPS et le Maître d'ouvrage si constat de risque d'éboulement (même si les prescriptions du géotechnicien respectées)		P						X	X			
	Faire arrêter le chantier ou les phases à risques, à proximité des talus, si les préconisations du géotechnicien ne sont pas respectées	X	P										
	Définir les conditions de reprise du chantier		X			P	P	P	P	P	P	P	
	Ordonner la reprise des travaux	X	P										

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques (Tableau VI.4). Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique (Tableau VI.5).

Tableau VI.4 Les missions

ETAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PREALABLE (G1) Cette mission comporte 2 phases et est à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire. Est exclue toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechnique résultant de l'étape 2 : mission d'étude géotechnique de conception	
CONCEPTION	<p>PHASE ETUDE DE SITE (ES) Réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'ASP, elle permet une première identification des risques géologiques d'un site :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● enquête documentaire ● programme d'investigations si nécessaire ● rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identifications des risques majeurs.
CONCEPTION	<p>PHASE PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (PGC) Réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● programme d'investigations géotechniques spécifique si nécessaire ● rapport de synthèse des données géotechniques et des principes généraux de construction envisageables (fondations, terrassements, ...)
ETAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) Cette mission est à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire. Elle est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'oeuvre ou intégrée à celle-ci. Elle permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés.	
CONCEPTION	<p>PHASE AVANT-PROJET Réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'oeuvre en s'appuyant sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> ● programme d'investigations géotechniques spécifique si nécessaire (définition, réalisation ou suivi technique, exploitation des résultats) ● rapport donnant : <ul style="list-style-type: none"> -les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, -les principes généraux de construction envisageables, -une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle
CONCEPTION	<p>PHASE PROJET Réalisée au stade du projet de la maîtrise d'oeuvre en s'appuyant sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> ● programme d'investigations géotechniques spécifique si nécessaire (définition, réalisation ou suivi technique, exploitation des résultats) ● dossier de synthèse contenant : <ul style="list-style-type: none"> -des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet, -des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, ...) - des notes de calcul de dimensionnement - un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités
CONCEPTION	<p>PHASE DCE/ACT Réalisée pour finaliser le dossier de consultation des entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des contrats de travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.</p> <ul style="list-style-type: none"> ● élaboration ou participation à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel...) ● assistance éventuelle au maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, l'analyse technique des offres et la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau VI.5 Géotechniques

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)		
ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3). Se déroulant en 2 phases interactives, cette mission permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT.		
PREPA	EXE étude d'exécution	PHASE ETUDE <ul style="list-style-type: none"> ● programme d'investigations géotechniques spécifique si nécessaire (définition, réalisation ou suivi technique, exploitation des résultats) ● étude dans le détail des ouvrages géotechniques (note d'hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement des ouvrages géotechniques (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, auscultations et contrôles,...)) ● élaboration du dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs (plans d'exécution, phasage et suivi).
TRAVAUX	DET direction de l'exécution de travaux	PHASE SUIVI <ul style="list-style-type: none"> ● suivi en continu des auscultations et de l'exécution des ouvrages géotechniques, application si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Etude. ● vérification des données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaires si nécessaire (réalisation ou suivi technique, exploitation les résultats). ● prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et des documents nécessaires à l'établissement du dossier d'intervention ultérieure sur l'ouvrage (DIUO)
SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4). Se déroulant en 2 phases interactives, cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Cette mission est à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire. Elle est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à celle-ci.		
PREPA	VISA contrôle d'exécution	PHASE SUPERVISION DE L'ETUDE D'EXÉCUTION <ul style="list-style-type: none"> ● avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposés par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.
TRAVAUX	AOR assistance lors des opérations de réception	PHASE SUPERVISION DU SUIVI D'EXÉCUTION <ul style="list-style-type: none"> ● avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3). ● avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO
DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5) Etude (de façon strictement limitative) d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle.		
A toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant		<ul style="list-style-type: none"> ● programme d'investigations géotechniques spécifique si nécessaire (définition après enquête documentaire, réalisation ou suivi technique, exploitation des résultats) ● étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant. ● si diagnostic conduisant à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, réalisation ultérieure d'études géotechniques de conception et/ou d'exécution, ainsi que suivi et supervision géotechniques, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3),

VI.5.2.4 Les techniques de réparation des ouvrages géotechniques

VI.5.2.4.1 Fouilles blindées

Blinder signifie littéralement le revêtement de rives avec du bois ou de la pierre. La technique des fouilles blindées consiste à creuser manuellement une tranchée dans le sol (figure VI.33). De petits

panneaux en béton préfabriqués étançonnent en continu les parois et des étais maintiennent ces panneaux coincés si bien que les parois de la tranchée ne peuvent pas s'effondrer. Le sol qui est excavé dans la tranchée étroite est amené à la superficie via un seau et une poulie.



Figure VI.33 Fouilles blindées

VI.5.2.4.2 Gunitage

- Le gunitage est une sorte de béton qui est projeté contre les surfaces (figure VI.34). Il existe deux méthodes. Pour la variante sèche, l'eau n'est ajoutée que dans le tuyau d'injection de la lance. Le mélange n'a lieu que lorsque le gunitage adhère sur la surface.
- Pour la méthode humide, le ciment est mélangé à l'avance avec de l'eau et seulement alors conduit dans le tuyau, et c'est uniquement de l'air sous haute pression qui est ajouté. Le gunitage s'applique bien sur un armement placé à l'avance.



Figure VI.34 Gunitage

VI.5.2.4.3 Cloutage

- Le cloutage du sol ou de la terre consiste à placer dans le sol plusieurs éléments d'armement ou clous qui peuvent absorber des tensions se produisant dans le sol (figure VI.35).
- Par le placement de ces clous est généré un massif de sol armé. Pour le revêtement de ce massif de sol armé, il suffit généralement de couler un gunitage d'environ 10 cm d'épaisseur.



Figure VI.35 Cloutage

VI.5.2.4.4 Colonnes ballastées

- Par une vibration continue, l'aiguille de vibration aboutit à la profondeur souhaitée dans le sol. Ce faisant, le sol naturel est radialement repoussé vers le côté. Ainsi est généré un espace cylindrique qui est maintenu ouvert par une injection d'air comprimé.
- Dès que la couche porteuse est atteinte, l'aiguille de vibration secteur est remontée d'environ 50 cm et on injecte dans cet espace, via un tube d'alimentation, du gravier sous pression d'air. Le gravier est pressé dans la paroi par l'aiguille de vibration. Par la remontée par étapes de l'aiguille de vibration, une colonne de gravier continue très dense est développée dans le sol (figure VI.36).



Figure VI.36 Colonnes ballastées

VI.5.2.4.5 Injections

- Pour remplir les creux et les pores dans le sous-sol, des injections peuvent être faites (figure VI.37). De cette façon, on peut par exemple stabiliser un revêtement de route ou un sol en béton et augmenter la capacité de charge de la construction. Selon le type de sol, différentes techniques peuvent être appliquées. C'est généralement du mortier de ciment qui est injecté.



Figure VI.37 Système d'injection

VI.5.2.4.6 Micropieux

- Les micropieux sont des pieux d'un petit diamètre. Les orifices forés sont remplis (sous pression) avec un gunitage (mélange de ciment et d'eau). Pour l'armer, des tubes perdus ou des barres sont utilisé(e)s.
- Ils peuvent être forés à travers les fondations existantes et peuvent ainsi renforcer les fondations existantes. Les micropieux peuvent également être placés sous des angles déterminés et ils sont souvent appliqués dans des espaces difficilement accessibles (figure VI.38).



Figure VI.38 Les micropieux

VI.5.2.4.7 Parois berlinoises

- Une paroi berlinoise est une construction de rideau de palplanches (figure VI.39). Des profils en H sont placés dans le sol verticalement à des intervalles réguliers. A mesure que les excavations avancent, des poutres en bois, des plaques de béton préfabriquées ou des plaques d'acier sont placées entre les brides des profils en H. De cette façon apparaît une construction de soutènement.



Figure VI.39 Parois berlinoises

VI.5.2.4.8 Pieux sécants

- Cette technique comporte la formation sur place de pieux de béton ou de gunitage au moyen d'enlèvement du sol à travers un tuyau d'alimentation récupérable. Une paroi de pieux est constituée par des pieux touchants (tangents) ou coupants (sécants) qui sont exécutés dans un ordre bien déterminé.
- Les pieux tangents retiennent uniquement les terres. Les pieux sécants retiennent non seulement les terres mais freinent aussi le passage de l'eau. Dans les parois de pieux sécants, il n'y a normalement qu'un pieu sur deux qui est armé (figure VI.40).



Figure VI.40 Pieux sécants

VI.5.2.4.9 Tirants d'ancrage

- Les ancrages de sol sont des éléments d'ancrage formés dans le sol et constitués d'une barre d'acier ou de câbles tressés entouré(e)s d'un gunitage de ciment (figure VI.41). Ils servent à l'absorption des forces de tension selon l'axe de longueur. La force d'ancrage nécessaire est fournie par les résistances de glissement entre le sol d'une part et corps d'ancrage (racine) d'autre part. Les ancrages sont généralement prétendus afin de réduire la déformation de la construction dont ils assurent la stabilité.



Figure VI.41 Méthode de réalisation des tirants d'ancrages.

VI.5.2.4.10 VHP-grouting / Jetgrouting

- Le Very High Pressure grouting (VHP) ou jetgrouting consiste à mélanger le sol sur place avec un mélange d'eau et de ciment (gutinage) et ainsi former des colonnes de gutinage pouvant servir d'éléments de fondations, d'une amélioration générale du sol, d'éléments de soutènement ou d'ancrage (figure VI.42).
- Par l'utilisation de barres de forage d'un diamètre réduit (environ 80 mm), des colonnes de gutinage peuvent être apposées sous les murs et/ou fondations existant(e)s.

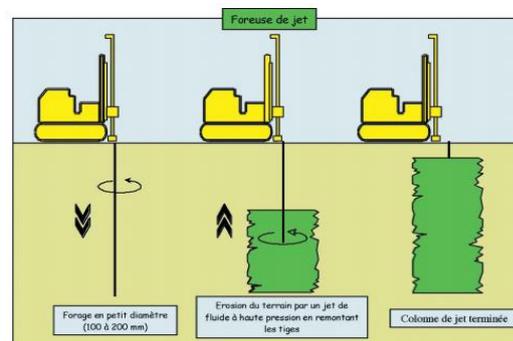


Figure VI.42 Le Very High Pressure grouting (VHP) ou jetgrouting

Liste des Figures et des Tableaux

Liste des Figures

Chapitre I : Analyse des causes de désordres

Figure I.1 Variation de l'épaisseur des séries méso-cénozoïques du bassin de Paris

Figure I.2 Remontées importantes de la nappe phréatique (inondation)

Figure I.3 schéma représentant la déstabilisation d'une cavité de dissolution ancienne

Figure I.4 glissement du terrain

Figure I.5 Essai œdométrique au laboratoire

Figure I.6 Essai in-situ Détermination de résistance du sol par pénétromètre dynamique lourd

Figure I.7 Principe de l'effet de barrage

Figure I.8 Travaux à proximité des ouvrages

Figure I.9 Incendie dans un tunnel

Figure I.10 Explosif d'un immeuble

Figure I.11 Quelques exemples des efforts horizontaux

Figure I.12 Paroi moulée avec radier drainant avec pompage permanent

Figure I.13 Radier résistant et étanche

Figure I.14 Fissures dues à la RAG dans un mur en aile

Figure I.15 Dégâts dus aux RAG dans un mur de soutènement non armé

Figure I.16 Une alcali-réaction sur du béton (faïençage à mailles plus ou moins larges)

Figure I.17 Fissuration orientée suivant les efforts de diffusion de la précontrainte

Figure I.18 Des exsudations blanches

Figure I.19 Cratères avec des éclatements localisés d'un mur de soutènement

Figure I.20 Déversement d'un mur de soutènement

Figure I.21 Des colorations ou décolorations d'un mur de soutènement

Figure I.22 Fissuration / faïençage du parement

Figure I.23 La maladie du béton dus à l'ettringite différée

Figure I.24 Fissures interne qui se développe externe

Figure I.25 Exemple de dommages causé par le gel-dégel

Figure I.26 mécanisme de carbonatation de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Figure I.27 La progression de la carbonatation

Figure I.28 Une pathologie accidentelle majeure du béton : la carbonatation

Figure I.29 Processus électrochimique de la corrosion des armatures

Figure I.30 Mécanismes de corrosion par des piqures due à la corrosion

Chapitre II : Causes liées aux structures

Figure II.1 Origines des désordres et dégradations dans les ouvrages en Béton Armé (BA)

Figure II.2 Dégradations des structures en béton : les causes en %

Figure II.3 Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers

Figure II.4 Rupture par flexion des poutres

Figure II.5 La tour O'Higgins de 21 étages s'est partiellement effondrée à Concepción. Le tremblement de terre de 2010 au Chili a provoqué des ruptures de fatigue dans des éléments structurels

Figure II.6 Mur de soutènement en choc

Figure II.7 Fissures due au retrait

Figure II.8 conséquences du retrait-gonflement d'un sol argileux

Figure II.9 Moisissure d'un mur

Figure II.10 Efflorescence grave sur le mur endommagé de sous-sol dans la vieille maison avec la base détériorant de brique

Figure II.11 Epaufrures

Figure II.12 Ecaillage

Figure II.13 Desquamation

Figure II.14 Décollement

Figure II.15 La pourriture fibreuse (blanche)
Figure II.16 Gel et dégel
Figure II.17 Faiençage
Figure II.18 Microfissures
Figure II.19 Gonflement et fissures le long des aciers due à la corrosion
Figure II.20 Fissure due au retrait gonflement d'argiles
Figure II.21 Fléchissement d'une charpente métallique
Figure II.22 Déformation du au fluage flexionnel de pannes de toiture
Figure II.23 Exemple d'un béton non conforme
Figure II.24 Phénomène de ségrégation profonde au niveau des zones critiques d'un mur de soutènement
Figure II.25 Fissures des voiles d'un réservoir
Figure II.26 Le bétonnage en période hivernale
Figure II.27 Résultat d'une mauvaise reprise de bétonnage
Figure II.28 Basculement d'un balcon pour faute d'exécution
Figure II.29 La rotation du mur de soutènement due au mauvais emplacement des armatures d'attente
Figure II.30 Fissures verticales due à l'absence d'armatures de peau
Figure II.31 Cisaillement due au longueur de recouvrement insuffisante
Figure II.32 Absence d'armatures transversales au niveau du nœud (poteau- poutre)
Figure II.33 Armatures apparentes corrodées: problème d'enrobage insuffisant
Figure II.34 Nombre insuffisant d'étais
Figure II.35 étais sur un support déformable
Figure II.36 Flambage des étais
Figure II.37 La fissure interne du béton est due au déplacement du coffrage
Figure II.38 Le mouvement de la paroi du moule a provoqué la fissure externe
Figure II.39 La déformation du fond de moule est due à l'affaissement du sol servant de support de coffrage
Figure II.40 Trainées verticales causées par un excès d'agent de décoffrage

Chapitre III : Causes liées aux sols problématiques

Figure III.1 Retrait et gonflement des argiles
Figure III.2 La vallée du Saint-Laurent est l'un des trois endroits au monde les plus propices aux glissements de terrain en raison de ses sols argileux
Figure III.3 Schéma d'évolution d'un fontis
Figure III.4 Effondrement minier survenu sur la mine d'Elura située à 600 km à l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie, découverte dans les années 1970
Figure III.5 Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement
Figure III.6 La remontée de cloche de fontis
Figure III.7 Exemple des fermetures de tête de puits circulaire en briques (Pas-de-Calais) et rectangulaire par maçonnerie en moellons (Marne)
Figure III.8 Types de berges et trous de suffosion associés
Figure III.9 L'effondrement généralisé
Figure III.10 Tassement uniforme
Figure III.11 Tassement différentiel
Figure III.12 Éboulement de terre à Bukavu
Figure III.13 Eroulement des falaises
Figure III.14 Des coulées d'eau boueuse en Alsace
Figure III.15 Laves torrentielles : danger accru par les pluies continues
Figure III.16 Séisme de Bejaia: plus de 300 bâtisses affectées
Figure III.17 Les glissements de terrains, séisme Mila le 07 Aout 2020
Figure III.18 L'émergence de la faille en surface avec modification du paysage
Figure III.18 L'émergence de la faille en surface avec modification du paysage
Figure III.20 Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata 1964 Quartier Kawagishi-Cho
Figure III.21 Bon sol a permis d'éviter à la citerne de basculer Séisme de Kobé, 1995

Figure III.22 Bâtiment se situe en Taïwan, zone à fort risque sismique
Figure III.23 Bâtiment renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980
Figure III.24 Ebullition de sable
Figure III.25 Pieux dénudé
Figure III.26 Cisaillement de pieux
Figure III.27 L'érosion côtière
Figure III.28 L'urbanisation du littoral
Figure III.29 Disparition de la plage
Figure III.30 Erosion des falaises
Chapitre IV : Pathologies des fondations superficielles et profondes
Figure IV.1 Tassement différentiel
Figure IV.2 Tassement différentiel des fondations-Inégalité des charges-Sol homogène
Figure IV.3 La présence du rocher à différentes profondeurs sous le projet
Figure IV.4 Fondations différentes et profondeurs différents du projet
Figure IV.5 La présence des points durs au même profondeurs sous le projet
Figure IV.6 Tassement différentiel des fondations-Bâtiment construit en plusieurs tranches
Figure IV.7 Tassement différentiel des fondations-Création d'une plate-forme sur terrain en pente
Figure IV.8 Désordre des fondations superficielles dus au remblais récents
Figure IV.9 Désordre des fondations profondes dus au remblais récents
Figure IV.10 Tassement différentiel des fondations-Remblai d'épaisseur variable
Figure IV.11 Tassement différentiel des fondations- terrain instable
Figure IV.12 Manifestation des tassements (Fissuration)
Figure IV.13 Des fissures inclinées dus au gel des fondations
Figure IV.14 Les défauts de réalisation des fondations profondes
Figure IV.15 Coupe schématique d'un pieux mal réalisé
Figure IV.16 Le climat en cause (saturation/évaporation)
Figure IV.17 Excavation en limite d'un bâtiment
Figure IV.18 Accidents de battage des pieux
Figure IV.19 Travaux en sous-sol et/ou constructions voisines risque de déstabiliser le bâtiment
Figure IV.20 L'affouillements des fondations
Figure IV.21 Actions des terres avec niveaux de nappes phréatiques dans le cas de la décrue
Figure IV.22 Soulèvement des fondations par le gel
Figure IV.23 Modification du niveau de la nappe par la végétation
Figure IV.24 Modification du niveau de la nappe par une butée aux eaux de ruissellement
Figure IV.25 Pathologie dus au gonflement des argiles
Figure IV.26 Pathologie dus aux sols très sensibles à la teneur en eau
Figure IV.27 Pourrissement des pieux bois
Figure IV.28 Champignons dus à la variation d'humidité
Figure IV.29 Corrosion des têtes de pieux dans la zone d'éclaboussure
Figure IV.30 Dégradation du béton de pieux
Figure IV.31 Sondage manuel au pied de la fondation sinistrée
Figure IV.32 Schéma de la plateforme en déblai
Figure IV.33 Schéma des fissurations extérieures
Figure IV.34 Vide sous plinthes
Figure IV.35 Fissuration de l'angle amont
Figure IV.36 Schéma de la prise d'assise de l'angle aval
Figure IV.37 Fissures des maçonneries en escalier en angle de la façade arrière
Figure IV.38 Schéma de déformation et de confortement
Figure IV.39 Allure de la fissuration en escalier
Figure IV.40 Défaut de jonction déjà réparée

Figure IV.41 La forme de bulbe représente la diffusion des charges dans le sol. Le sinistre se déclare dès que le front de sécheresse entre dans le bulbe de répartition des contraintes. La semelle de fondation devrait être ancrée (en bleu sur la figure), au moins au niveau de la zone asséchée la plus profonde.
Figure IV.42 Vue de la maison en chantier avec les déblais calcaires.
Figure IV.43 Vue de la construction et schéma du mouvement
Figure IV.44 Action sur le sol de la fondation excentrée par rapport au mur de soubassement
Figure IV.45 La semelle de fondation déborde de 30 cm chez le voisin
Figure IV.46 Schéma de déformation
Figure IV.47 L'eau se diffuse le long de la semelle
Figure IV.48 Schéma de la diffusion de l'eau le long de la fondation
Figure IV.49 Déchaussement des fondations sous le refond
Figure IV.50 Schéma des actions sur la construction
Figure IV.51 Affaissement de l'angle aval avec la fermeture de la fissure principale
Figure IV.52 Soulèvement de l'angle amont
Figure IV.53 Végétation laissée trop proche de la construction
Figure IV.54 développement des racines sous les géomembranes
Chapitre V : Pathologie des ouvrages de soutènement
Figure V.1 Les principaux désordres d'un mur de soutènement
Figure V.2 Murs latéraux de l'accès au sous-sol d'une maison individuelle
Figure V.3 Mur soutenant un remblai de faible épaisseur
Figure V.4 Mur de soutènement ancien surélevé sans étude
Figure V.5 Renversement d'un mur de soutènement
Figure V.6 Glissement sur la base d'un mur de soutènement
Figure V.7 Rupture du sol d'assise d'un mur de soutènement
Figure V.8 Glissement d'ensemble mur/terrain
Figure V.9 Affaissement de chaussée au droit du déversement et glissière fichée
Figure V.10 Renversement complet du mur
Figure V.11 Surcharge excessive sur terre-plein
Figure V.12 Surcharge excessive (engins + travaux)
Figure V.13 Surcharge (excessive nouvelle construction)
Figure V.14 Système de drainage
Figure V.15 Glissement et renversement du mur (absence de fondation et poussée hydrostatique ?)
Figure V.16 Principe de remblaiement
Figure V.17 Remblaiement ne respecte pas les hypothèses de calculs
Figure V.18 Affaissement d'un remblai contigu marqué par la déformation des barrières de sécurité
Figure V.19 Un mur de soutènement s'est effondré en contre-bas
Figure V.20 Exemple d'un emplacement idéal de ferrailage d'un mur de soutènement
Figure V.21 Emplacement déficientes à éviter de ferrailage d'un mur de soutènement
Figure V.22 Décalage marqué de la tête de mur dus au portion d'enrobés refaite (début d'un tassement différentiel)
Figure V.23 Drainage correct avec géotextile
Figure V.24 Barbacanes bouchées!
Figure V.25 Fissurations des murs de soutènements dus au manque des joints de dilatation
Figure V.26 Le chaînage vertical d'un mur en parpaings
Figure V.27 S'assurer du bon fonctionnement des systèmes d'évacuation d'eau
Figure V.28 Un mur de soutènement nécessitant une dévégétalisation
Figure V.29 Exemple de rejointoiement
Figure V.30 Mur en maçonnerie avec mortier à l'état de sable, assainissement et déneigement défavorables Cisaillement du mur sous parapet
Figure V.31 Modes de ruine des écrans de soutènement (d'après l'Eurocode 7)
Figure V.32 Tirant rompu en arrière de la tête d'ancrage
Figure V.33 Défaut de dégrafages des palplanches

Figure V.34 Défaut de verticalité des palplanches lié à une mauvaise exécution.
Figure V.35 Rideau combiné de palplanches et de tubes en site maritime
Figure V.36 Chocs de bateaux au palplanches
Figure V.37 Corrosion de palplanches due au concrétions et au dépôts
Figure V.38 Corrosion de palplanches.
Figure V.39 Exemples de l'amorce de dégradation des nappes par développement de végétation et par déchirure (parement de protection en béton avec espace visitable).
Figure V.40 Exemples de dégradations de nappes de géotextiles non protégées : déchirures et altération des fibres.
Figure V.41 Exemple de fissure longitudinale due à une déformation horizontale excessive.

Chapitre VI : Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés

Figure VI.1 Visualisation du front de carbonatation par pulvérisation de phénolphthaléine
Figure VI.2 Photos d'échantillons observés au MEB
Figure VI.3 Exemple de thermogramme d'un mortier
Figure VI.4 Eclatement du béton sous l'effet de la corrosion des armatures
Figure VI.5 Technique de restauration d'une surface atteinte par la carbonatation
Figure VI.6 Synthèse de la corrosion des armatures
Figure VI.7 Exemple d'étude graphique du diagnostic
Figure VI.8 Méthode de détection magnétique des armatures
Figure VI.9 Méthode de détection par radar des armatures
Figure VI.10 Méthode de mesure électrochimique des armatures
Figure VI.11 Contrôle du béton par les essais non destructifs
Figure VI.12 Essai d'écrasement sur une carotte
Figure VI.13 Système de protection par anode galvanique
Figure VI.14 Système de protection par courant imposé
Figure VI.15 Schéma qui résume les différentes méthodes actives
Figure VI.16 Terrassement
Figure VI.17 Comblement coulis
Figure VI.18 Comblements autres (mousse,...) peut être aussi partiel avec la mise en place de murs
Figure VI.19 Suppression de vide : Foudroyage = provoquer l'effondrement
Figure VI.20 Renforcement des piliers réduction de l'occurrence : cerclage
Figure VI.21 Renforcement des piliers réduction de l'occurrence
Figure VI.22 Boulonnage
Figure VI.23 Béton ou résine projeté
Figure VI.24 Ajout de piliers : « piliers à bras »
Figure VI.25 Renforcement anciens puits
Figure VI.26 Schéma qui résume les différentes méthodes passives
Figure VI.27 Fondations profondes
Figure VI.28 Fondations superficielles dimensionnées par rapport au diamètre d'effondrement attendu
Figure VI.29 Géotextile « parachute »
Figure VI.30 Visuelle
Figure VI.31 Instrumentation
Figure VI.32 Les mesures préventives pour réduire les effets du retrait-gonflement sur les constructions
Figure VI.33 Fouilles blindées
Figure VI.34 Gunitage
Figure VI.35 Cloutage
Figure VI.36 Colonnes ballastées
Figure VI.37 Système d'injection
Figure VI.38 Les micropieux
Figure VI.39 Parois berlinoises
Figure VI.40 Pieux sécants

Figure VI.41 Méthode de réalisation des tirants d'ancrages
Figure VI.42 Le Very High Pressure grouting (VHP) ou jetgrouting
<i>Listes des Tableaux</i>
Tableau II.1 Utilisations des ciments
Tableau VI.1 : Classification visuelle simplifiée de dommages selon ACI
Tableau VI.2 Exemple de bonnes pratiques qui s'applique à toutes les opérations de BTP
Tableau VI.3 Rôle et coordination des acteurs pour prévenir les risques
Tableau VI.4 Les missions
Tableau VI.5 Géotechniques

Références bibliographiques

- Arnaud Charmoille et al, Guide « Dissolution naturelle du gypse dans le sous-sol Analyse et gestion des aléas mouvements de terrain de type affaissement et effondrement », Ineris 17-164710-03375A
- LAKHAL Ridha Master : Restauration des Patrimoines (Cours : Pathologie des Bétons Armés - Corrosion), Département d'Architecture -Annaba-
- M^{me} BOUALLA Nabila « Polycopié intitulé : Pathologie des ouvrages géotechniques » Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- K. ABBECHE « Cours Master Géotechnique pathologie des ouvrages géotechniques » Université Batna2
- Mohammed Salim KAOUADJI « Dégradations au niveau de l'usine al zinc constats et recommandations », Mémoire de Master, Université de Tlemcen (2013).
- Christophe carde « L'alcali-Réaction dans les Ouvrages en Béton » Colloque Le Pont - 9 et 10 octobre 2012.
- Les collections de l'Ifsttar « DIAGNOSTIC DE CORROSION DU BÉTON ARMÉ » diagnostic de l'état des matériaux béton D1-1, Novembre 2017.
- Soumia Kheira SEBSADJI « Polycopie De Cours : Pathologie du béton » Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- Fouad GHOMARI « Pathologie Des Constructions Gcl 566 » Universite Aboubekr Belkaid.
- Abdelghani SEGHIR « Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques » Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia. Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction.
- Mohamed MEKERBI, Ismail BENABDERRAHMANE « Liquéfaction des sols » USTHB (2009).
- Pascal DOMINIQUE « LE PHENOMENE SISMIQUE ET SES EFFETS » https://www.hauts-de-france.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/pdominique_partie2.pdf
- Patricia BALANDIER « LE SEISME, LES SOLS ET LES FONDATIONS » Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 2
- Julien BURGHOLZER, Yaneck ZAJKOWSKI « Les pathologies structurelles » Cerema (2018).
- Gadri.K http://elearning.univ-biskra.dz/moodle2019/pluginfile.php/6155/mod_resource/content/1/Cours%20Pathologie%20M2_2018.pdf
- Soumaya ADDOU et al « Pathologies des fondations » www.4geniecivil.com
- J-Louis Nédellec « Séminaire sur la pathologie des murs de soutènement à La Réunion » BRGM Réunion (2010).
- KHAOUANI Esma, OTMANI Samar « STABILISATION DES SOLS PAR L'UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES » Mémoire de Master, université de Tlemcen, p126 (2019).
- Guide technique, Ouvrages de soutènement, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2003)
- Guide technique, Ouvrages de soutènement, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2003)
- Alain-Frank Béchade « La pathologie des fondations superficielles : diagnostic, réparation et prévention » (CSTB Edition) (2014).